SCT
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Subsecretaría de Infraestructura

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

Direccion General de Servicios Técnicos
México, Julio 2018
Segunda edición

SCT
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Lic. Gerardo Ruiz Esparza
Secretario de Comunicaciones y Transportes

Mtro. Oscar Callejo Silva
Subsecretario de Infraestructura

Mtro. Jesús Felipe Verdugo López
Director General de Servicios Técnicos

Este manual puede consultarse en www.sct.gob.mx,
en el micrositio de la Dirección General de Servicios Técnicos.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Subsecretaría de Infraestructura
Dirección General de Servicios Técnicos

Av. Coyoacán No. 1895
Col. Acacias
Delegación Benito Juárez
03240 Ciudad de México

Derechos Reservados
Prohibida su reproducción para fines comerciales

Primera edición
Segunda edición 2016
Tercera edición 2018 Corregida y aumentada

CONTENIDO

Pág.

CAPÍTULO I Criterios Básicos de Diseño Vial **3**

CAPÍTULO II Elementos Básicos de Diseño Vial **31**

CAPÍTULO III Elementos Básicos de Proyecto Geométrico.....**77**

CAPÍTULO IV Selección de Ruta **207**

CAPÍTULO V Ejecución de Proyecto Geométrico **223**

CAPÍTULO VI Proyecto de la Subrasante y Cálculos de los Movimientos de Terracerías **239**

CAPÍTULO VII Intersecciones **277**

CAPÍTULO VIII Diseño de Intersecciones a Nivel.....**387**

CAPÍTULO IX Diseño de Intersecciones a Desnivel.....**489**

Glosario.....**557**

SCT

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO I

CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO VIAL

CAPÍTULO I

CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO VIAL

A. CONTENIDO

Este capítulo contiene los criterios básicos que intervienen en el proyecto geométrico de las carreteras; así como, las principales características de sus tres elementos principales: el usuario, el vehículo y la carretera; así mismo, se analizan las relaciones que, entre ellos, determinan los parámetros para el diseño de las vialidades.

REFERENCIAS

1. Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, Diario Oficial de la Federación, México, octubre 19, 2000.

2. Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte, Diario Oficial de la Federación, Tomo DCLV N° 1, México, abril 1, 2008.

3. Normativa SCT, M-PRY-CAR-2-02/13, Elementos Básicos de Proyecto Geométrico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

4. Normativa SCT, M-PRY-2-06/13, Capacidad Vial, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

B. EL USUARIO

Las limitaciones en la manera de actuar de los usuarios de la carretera, en sus actuaciones como conductores, peatones o pasajeros, son determinantes para la realización de un buen proyecto geométrico.

C. GENERALIDADES

C.1. EL CONDUCTOR

Es quien opera los vehículos automotores que circulan en la carretera. Sus limitaciones se refieren principalmente a la visión, la expectativa, la reacción y su respuesta.

C.1.1. Visión

La visión es la limitación más importante para conducir; en particular la agudeza visual, la visión periférica, el deslumbramiento, la percepción de colores y la profundidad de percepción.

La agudeza visual es la facultad de distinguir claramente un objeto. Esta facultad se disminuye por defectos congénitos o adquiridos, pero aún en personas normales tiene limitaciones, pues de éstas, aproximadamente el 85% distingue claramente los objetos en un cono de visión de 10 grados.

La visión periférica es la facultad de ver a los lados de la cabeza. Si bien se pueden percibir objetos en un cono visual de 120° a 160°, cuando se conduce, disminuye el ángulo de visión de este cono a 100° para velocidad de 30 km/h, hasta solo 40° para una velocidad de 100 km/h. Para abarcar un mayor campo visual, por ejemplo 180°, los conductores tienen que mover los ojos rápida y armoniosamente de uno a otro lado, lo que puede tardar de 0.5 a 1.3 segundos con luz diurna a 30 km/h, pero con luz artificial puede requerir de otro tanto por cada 15 km/h de incremento de velocidad. La Figura I.1 se ilustra la representación gráfica del campo de visión del conductor, en donde se muestra su máxima agudeza visual.

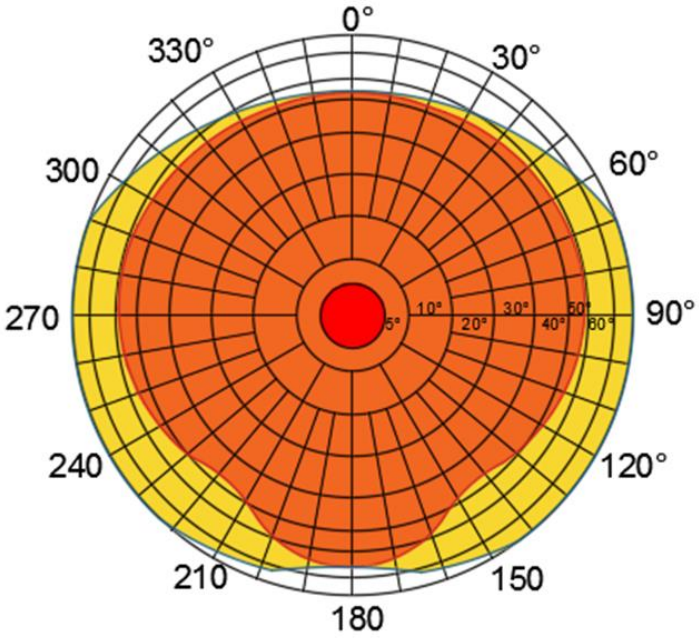


FIGURA I.1 Campo visual de conductor

El deslumbramiento es la falta de adaptación a un cambio de luz, normalmente más intensa, como al cruzarse en la noche con otro vehículo en sentido contrario, aunque también ocurre cuando la luz es menos intensa como al entrar a un túnel. Por lo general, los ojos se adaptan a los cambios de luz cerrando o abriendo la pupila, aunque la adaptación residual es función de la retina. La adaptación de la pupila al pasar de la oscuridad a la luz es de unos 5 segundos y del doble al pasar de la luz a la oscuridad.

La percepción de los colores normalmente no es un problema en las personas, pero ciertos individuos no pueden distinguirlos cuando sufren de un defecto congénito llamado daltonismo. Este problema puede ser serio cuando se usan los colores para controlar el tránsito con semáforos, pero puede mitigarse si se uniformiza la posición de la luz en el dispositivo, para lo cual es necesario que todas las luces sean visibles.

La profundidad de percepción es la facultad de ubicar la distancia a que se encuentran los objetos. Esta facultad está asociada con la visión estereoscópica que depende de la correcta separación de los ojos y su buen funcionamiento. En el proyecto, las deficiencias en esta facultad se consideran, asegurándose que existan referencias cuyo tamaño sea familiar a la mayoría de los conductores; pero si no los hubiera, quizá habría que aumentar las distancias de visibilidad.

C.1.2. Expectativa

Es la predisposición de un conductor para responder de manera predecible y exitosa a situaciones, eventos e informaciones; puesto que cuando se enfrentan situaciones nuevas o inesperadas, la probabilidad de accidentes es mayor. Por lo tanto, las características de la carretera deben responder a la experiencia del conductor, que puede ser de largo alcance, que es la que se adquiere durante toda la vida; de corto alcance, que es la que se adquiere en el transcurso de un viaje, o eventual, que es la asociada a eventos con poca probabilidad de ocurrencia. La uniformidad y consistencia del proyecto geométrico es una de las condiciones necesarias para satisfacer la expectativa del conductor, otras condiciones importantes de las carreteras son: un señalamiento de tránsito adecuado y superficies de rodadura regulares, con antideslizantes y sin baches.

C.1.3. Reacción

Es el tiempo que tarda un conductor para responder a un estímulo. Es mayor cuando el estímulo es visual (0.18 s), que cuando es auditivo o táctil (0.14 s). Cuando el estímulo visual proviene de una situación de tránsito, la reacción del conductor requiere de un proceso de cuatro etapas: percepción, identificación, decisión y acción. En conjunto, la duración de estas cuatro etapas varía entre 0.5 y 2.0 s si la situación es simple; sin embargo, a veces la situación es compleja o actúan variables no del todo controladas, como inexperiencia, edad, motivación y aversión al riesgo, que hacen que los tiempos de reacción puedan incrementarse hasta en cinco veces. No obstante, para fines de proyecto se usa un tiempo de reacción de 2.5 s, que cubre el 90% de las situaciones usuales.

C.1.4. Respuesta

Se refiere al conjunto de decisiones que toma el usuario al conducir un vehículo y que son la resultante de las condiciones planteadas. Como estas decisiones se dan en el espacio o en el tiempo y la velocidad relaciona estas dos variables, la *velocidad deseada* es un buen indicador de la respuesta del conductor. Se entiende por velocidad deseada aquella velocidad que adoptaría el conductor al considerar las situaciones prevalecientes por su vehículo, la carretera y los demás vehículos. Más adelante, en el punto E.5 de este mismo capítulo, se abunda al respecto.

C.2. OTROS USUARIOS

C.2.1. El ciclista

Las características del ciclista son muy diferentes a las del conductor. No se han considerado en el proyecto geométrico de carreteras ya que, por razones de seguridad, es preferible no mezclarlos con los vehículos motorizados.

De hecho, suele prohibirse su circulación en carreteras de acceso controlado. Cuando se prevea un volumen importante de ciclistas, se darán las condiciones adecuadas para su circulación segura en vías exclusivas aledañas, denominadas *ciclo vías*. Para su diseño se deben consultar publicaciones especializadas (*bibliografía 1.*).

C.2.2. El peatón

Es el usuario de la carretera que no utiliza ningún vehículo para desplazarse, sino que lo hace a pie. La participación de estos usuarios en las carreteras debe ser una consideración primordial en la planeación y en el proyecto excepto en las vialidades de acceso controlado a las cuales no deben acceder. Los peatones forman parte del ambiente que rodea a una vía y serán objeto de atención especial por parte del proyectista. Su presencia, como es natural, es más intensa en zonas urbanas que en zonas rurales.

Para planear y proyectar correctamente una vía peatonal, es necesario conocer previamente sus características principales. Los peatones, por lo general, no caminan más de 1.5 km cuando van a su trabajo ni más de 800 m para abordar un autobús. Por lo regular el 80% de sus trayectos son menores a un kilómetro.

Los peatones son menos predecibles que los conductores de vehículos. Muchos de ellos consideran que no están sujetos a las leyes y reglamentos de tránsito; por otra parte, generalmente no existe vigilancia estricta de las autoridades sobre su comportamiento en la vía; lo que hace difícil proyectar un movimiento peatonal ordenado y seguro.

Los peatones tienden a recorrer trayectorias que representen la menor distancia entre dos puntos, lo que origina a menudo que éstos no caminen por las aceras. Los peatones se resisten a utilizar pasos superiores o inferiores cuando tienen que cruzar una carretera.

Un factor importante en relación con los accidentes de peatones es la edad. Los peatones muy jóvenes se despreocupan del tránsito vehicular por ignorancia, en tanto que los de mayor edad ponen poca atención o adoptan actitudes desafiantes hacia los conductores. Los accidentes de peatones ocurren también por la falta de aceras adecuadas, lo que obliga a las personas a compartir el arroyo vial con los vehículos. Algunas medidas útiles para considerar a los peatones en el proyecto geométrico es considerar que los peatones son de edad avanzada y por lo tanto se deberá:

- Considerar velocidades de peatones bajas.
- Proveer isletas de refugio.
- Proporcionar iluminación suficiente.
- Usar sistemas de control de tránsito eficientes.
- Proyectar señalamientos compatibles para vehículos y peatones
- Localizar semáforos vehiculares y peatonales estratégicamente y con indicadores grandes.
- Realzar las marcas sobre el pavimento.

Para el proyecto de aceras, escaleras o áreas de ascenso y descenso de pasajeros, es de la mayor importancia conocer la anchura y profundidad del cuerpo humano. Por lo general, los adultos masculinos ocupan un ancho de 52 cm y una profundidad de 33 cm. Para fines de proyecto el cuerpo humano puede representarse con una elipse con dimensiones mínimas de 60 cm de eje mayor y 45 cm de eje menor; aunque si se requiere mayor confort y comodidad, se consideran dimensiones mayores. Al caminar, la velocidad del peatón varía de 0.8 a 1.8 m/s. Para fines de proyecto suele considerarse un valor de 1.2 m/s; aunque esta velocidad es menor a medida que la densidad del tránsito peatonal es mayor.

Para caracterizar la calidad del flujo de peatones, se ha establecido un rango de niveles de servicio, del ***A*** al ***F,*** del mejor al peor. El nivel ***A*** considera un área de 12 m^2 por peatón, libertad total para elegir la velocidad y ausencia de conflictos con otros peatones. El nivel ***F***, que sería el más crítico, considera un área de hasta 0.6 m^2 por persona; en este nivel, los conflictos son inevitables y su desplazamiento es forzado y difícil. Los procedimientos de análisis de capacidad y niveles de servicio y procedimientos de diseño de instalaciones pueden consultarse en publicaciones especializadas. (*bibliografía 2. y 7.*).

C.2.3. El pasajero

Las necesidades de los pasajeros de vehículos particulares y de vehículos del transporte público, se mencionan en puntos específicos que tienen que ver con ellos en este y otros manuales.

D. EL VEHÍCULO

El vehículo es el medio que utiliza el usuario para circular por la carretera y su influencia en el proyecto geométrico es decisiva. Sus principales características son: tipo, dimensiones, peso y características de operación; las cuales deben considerarse en la definición del llamado vehículo de proyecto.

D.1. TIPO, DIMENSIONES Y PESO

Los vehículos se han clasificado según alguno de sus atributos; por ejemplo, según su función se han clasificado como de pasajeros o de carga, según su peso como ligeros o pesados, según su régimen de propiedad como particulares o comerciales, según su configuración como unitarios o articulados, según su uso y tamaño, como autos (A), autobuses (B) y camiones (C). Aunque esta última clasificación en A, B y C suele ser muy común, conviene establecer una tipología más fina para camiones, que incluya sus principales características.

De esta manera, la letra C se ha reservado para camiones unitarios. Los camiones articulados se designan con la primera letra del nombre de las unidades de que constan: T para el tracto camión, S para el semirremolque o primera unidad de carga, cuya parte delantera se conecta con el eje trasero del tractor a través de una articulación que coloquialmente se le designa como quinta rueda y un eje trasero no giratorio o fijo. Finalmente, cuando existe, R es el remolque o segunda unidad de carga que se apoya en dos ejes, el delantero giratorio y el trasero fijo. También puede formarse con un semirremolque que se apoya en su parte delantera en una plataforma que tiene una articulación y se apoya en un eje, usualmente doble, llamada convertidor o dolly, en lenguaje coloquial.

A cada una de las letras mencionadas, C, T, S o R, se le agrega un dígito, que corresponde al número de ejes sencillos de que consta esa parte de la unidad. De esta manera, los vehículos más usuales en la red nacional de carreteras, puesto que cubren más del 99% del flujo de tránsito, son los denominados: A2, B3, C2, C3, T3S2 o T3S3 y T3S2R4, que coloquialmente se les denomina como automóvil, autobús, camión sencillo o camión rabón, tórton, tráiler y full tráiler, respectivamente.

Las principales dimensiones de los vehículos que influyen en el proyecto geométrico de las carreteras son alto, ancho y longitud, así como las distancias entre los ejes consecutivos del vehículo y su entrevía, altura de los ojos del conductor y altura de las luces. El peso total del vehículo cargado o peso bruto vehicular (PBV) y su distribución por ejes es muy relevante en el diseño estructural de puentes y pavimentos, aunque también es pertinente para el proyecto geométrico, sobre todo cuando se relaciona con la potencia del motor del vehículo, pues de ello depende el diseño geométrico de las tangentes del alineamiento vertical; por último, de su longitud y entrevía depende el ancho de calzada en curva.

D.2. CARACTERÍSTICAS OPERATIVAS

Se refieren a las que deben considerarse en la circulación del vehículo por la carretera y que son relevantes para el proyecto geométrico. Están dadas por la dinámica del movimiento del vehículo, por lo que usualmente se determinan por el uso de modelos mecanicistas del vehículo cuando circula en curvas del alineamiento horizontal o en tangentes del alineamiento vertical. La aplicación de estos modelos es básica en la determinación de las normas de proyecto.

D.2.1. Operación en curvas horizontales

Cuando un vehículo circula por una curva horizontal, al menos debe analizarse su estabilidad y el ancho mínimo que requiere para dar vuelta.

D.2.1.1. Estabilidad

Un vehículo es estable cuando permanece sobre sus llantas y sigue la trayectoria que le fija el conductor. La inestabilidad del vehículo se debe al efecto de la fuerza centrífuga transversal a que está sujeto al cambiar de dirección, combinada con los efectos de asimetrías en la carga, neumáticos lisos o desinflados y suspensión defectuosa. Sin embargo, las condiciones de estabilidad pueden determinarse a partir del análisis de las fuerzas a que está sujeto un vehículo de masa m, al circular a velocidad V por una curva de radio R_c y ángulo de inclinación α de la superficie de rodadura. La Figura I.2 ilustra la condición de equilibrio del vehículo.

$$Fx = W \operatorname{sen} \alpha - F \cos \alpha$$

$$Fy = - W \cos \alpha - F \operatorname{sen} \alpha$$

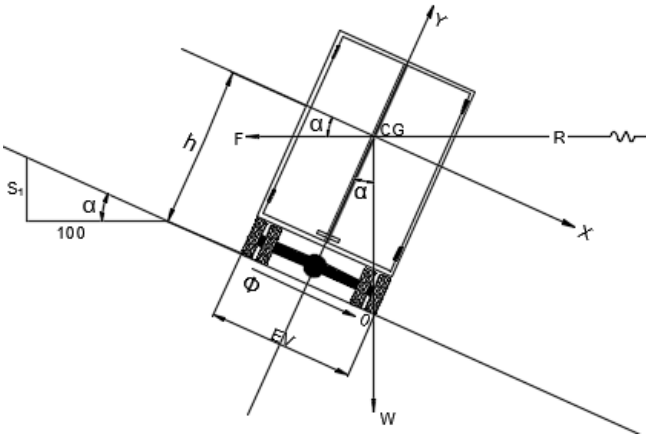


FIGURA I.2. Equilibrio del vehículo en curva horizontal

Condición de estabilidad por deslizamiento: $R_c \geq \frac{V^2}{127\,(S + f_T)}$

Condición de estabilidad por volcamiento: $R_c \geq \frac{V^2}{127\,(S + t/2h)}$

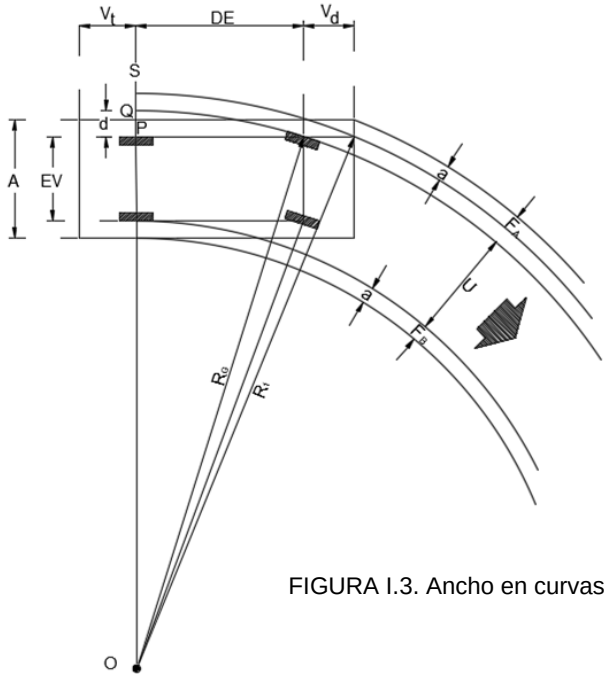
En las expresiones anteriores, al parámetro ***S,*** expresado como pendiente ($S = tan\ \alpha$), se le ha denominado *sobreelevación* y mide la inclinación transversal de la superficie de rodadura hacia el interior de una curva. Con tal inclinación se aprovecha la fuerza de inercia de los vehículos para contrarrestar la fuerza centrífuga, por lo que se reduce la fricción requerida y aumenta la comodidad de los ocupantes del vehículo. Un valor grande ocasiona que los vehículos lentos deslicen hacia el interior de la curva si la fricción baja por condiciones ambientales severas y por ello debe limitarse su valor máximo.

Podrá notarse que la estructura de la ecuación para determinar el radio mínimo para evitar volcamiento es similar a la de deslizamiento cuando se sustituye el coeficiente de fricción lateral**,** f_T, por la relación t/2h, a la que se le denomina *umbral de volteo*. Si tal valor es mayor que el coeficiente de fricción disponible, el vehículo podría volcar antes de deslizar y viceversa. El riesgo de volteo para automóviles es bajo porque su umbral es alto (mayor que 1); sin embargo, el riesgo es mayor en camiones. Sin embargo, casi siempre basta considerar la estabilidad por deslizamiento.

D.2.1.2. Ancho

Al circular por una curva horizontal, los radios de las trayectorias de las ruedas traseras son menores que los de las ruedas delanteras, lo que implica que el ancho requerido para circular en curva sea mayor que el requerido en tangente, por lo que se requiere proyectar una ampliación en las curvas. Esta ampliación puede ser pequeña para automóviles, pero grande para camiones en curvas cerradas. Para determinarla se usa el siguiente modelo:

Si el ancho requerido para circular en línea recta es ***E$_V$***, en la curva se requiere un ancho mayor, ***U***, que origina un desplazamiento o sobre-ancho ***d*** y una proyección del vuelo delantero ***F$_D$***. Para vehículos unitarios, estas dimensiones se determinan (Figura I.3) como:



Fórmulas

$$Ancho = U + F_A + F_B$$

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$$

$$F_A = \sqrt{R_G^2 + V_d\,(2\,DE + V_d} - R_G + F_B$$

$$F_B = \frac{A - EV}{2}$$

FIGURA I.3. Ancho en curvas horizontales

Para vehículos articulados, el desplazamiento máximo se determina con modelos físicos o numéricos, pero para fines de proyecto suele usarse un procedimiento aproximado, que considera ejes virtuales en las articulaciones de semirremolques o remolques y la distancia entre grupos de ejes múltiples se mide entre los centros del grupo, considerando a las articulaciones como ejes virtuales (*bibliografía 4.)*. Entonces,

$$d = R_c - \sqrt{R_C^2 - \sum_{i=1,\ N} DE_i^2}$$

Podrá observarse, que esta expresión es equivalente a:

$$d = R_c - \sqrt{R_C^2 - EE^2}$$

$$EE = \sqrt{\sum_{i=1,\ N} DE_i^2}$$

En donde *EE* es el *entre eje equivalente*, concepto muy útil para caracterizar al vehículo de proyecto.

D.2.2. Operación en tangentes verticales

Las características de operación en tangentes están asociadas con la aceleración y deceleración del vehículo, que se realiza para aumentar o reducir la velocidad por seguridad, comodidad o conveniencia. La aceleración se logra con el motor del vehículo o utilizando la gravedad cuando la pendiente es descendente. La deceleración se logra con la resistencia del motor o con el mecanismo de freno, cuya eficiencia puede reducirse drásticamente cuando se calienta en exceso, como suele suceder con los vehículos pesados que operan en tangentes verticales descendentes largas y con pendientes fuertes.

Cuando se usa el motor, el vehículo acelera si la fuerza de tracción que genera el motor, es mayor que las resistencias que se oponen al movimiento del vehículo y decelera en caso contrario. Con este principio, es posible plantear un modelo mecanicista muy útil para analizar el alineamiento vertical. En efecto, en una tangente vertical, la fuerza para acelerar el vehículo es:

$$F_D = F_T - (R_R + R_P + R_A)$$

En donde:

F_D – Fuerza disponible para acelerar el vehículo, en kg.

F_T – Fuerza tractiva generada por el motor del vehículo, en kg. Se calcula dividiendo la potencia del vehículo entre su velocidad. Si como es usual, se expresa la potencia, *P*, en hp (*1 hp=76 kg*m/s*) y a la velocidad, *V*, en km/h (*1 km/h = 0.278 m/s*):

$$F_T = \frac{273\ P}{V}$$

R_R – Resistencia al rodamiento, en *kg*. Se calcula multiplicando el coeficiente de resistencia al rodamiento (entre *0.01* para asfalto y *0.02* para revestimiento) por el peso del vehículo, *W*, en *kg.* Por lo tanto:

$$R_R = 0.01\ W$$

R_P – Resistencia a la pendiente, en kg. Se calcula multiplicando la pendiente, *p,* de la tangente vertical, en m/m, por el peso del vehículo, *W*, en kg. Esto es:

$$R_P = p\ W$$

R_A – Resistencia al aire, en *kg*. Es función de la densidad del aire, el coeficiente de resistencia al aire, el área frontal del vehículo y el cuadrado de la velocidad, Si se expresa a la velocidad del vehículo, *V*, en *km/h* y se consideran condiciones medias para camiones, esta resistencia está dada por:

$$R_A = 0.2\ V^2$$

De esta manera, el modelo mecanicista queda:

$$F_D = \frac{273\ P}{V} - (p + 0.01)\ W - 0.2\ V^2$$

Note que cuando FD=0 se obtiene una ecuación cúbica, en la que la velocidad es tal que el vehículo no acelera ni decelera. A tal velocidad se le llama velocidad de régimen y corresponde a una pendiente en donde el vehículo no acelera ni decelera, es decir, donde la velocidad es constante.

Con este modelo es posible determinar la variación de velocidades a lo largo de una tangente vertical. En efecto, el diferencial de energía cinética entre dos velocidades, en m/s, es equivalente al trabajo, en kg-m, de la fuerza de aceleración:

$$F_D\ d = \frac{m\ (V_F^2 - V^2)}{2} = \frac{W\ (V_F^2 - V^2}{2g}$$

Si se sustituye el valor de *g* y se expresan las velocidades en *km/h*, se encuentra:

$$V_F^2 = V^2 + \frac{254\ (F_D)\ (d)}{W}$$

Entonces, un algoritmo para determinar la variación de velocidades en una tangente vertical, podría ser:

Seleccionar un intervalo de distancia, *d* (diez metros o menos).

Para la velocidad inicial, *V*, elegida como velocidad de entrada, determinar F_D.

Calcular la velocidad, V_F, para la distancia *d*.

Hacer $V=V_F$ y repetir pasos 2 a 4 hasta cubrir la longitud de la tangente.

En tangentes descendentes los conductores, especialmente de los camiones pesados, usan las resistencias internas del motor para decelerar, lo que se conoce como *frenar con motor*. En tangentes largas con pendientes fuertes, no basta el motor para frenar, sino que debe recurrirse al uso continuo del sistema de frenos, el cual pierde su eficacia si se calienta más allá de cierta temperatura crítica, que se considera de *500°F* (*260 °C*). Por tanto, es importante determinar la temperatura de los frenos en tangentes verticales descendentes. Para ello, es útil el modelo (*bibliografía 6.*):

$$T(x) = T_i + (T_i - T_a + a\,P_B)(1 + e^{-bx})$$

En donde:

T(x) – temperatura después de x horas de recorrido, en °F; x = d / V

Ti – temperatura inicial de los frenos (sugerida: 150 °F)

Ta – temperatura ambiente (sugerida: 90 °F)

a, b – parámetros termodinámicos. Si V es la velocidad inicial, en km/h y

N = es el número de ejes del vehículo,

$$a=[(0.01+0.000208\,V)\,2\,N]^{-1}; \qquad b=1.23+0.0256\,V$$

PB – potencia a transformar en calor durante el frenado, en hp.

$$P_B = \left(\frac{W\,p}{274} - 0.746 - 0.0178\,V\right)V - 73$$

En donde W es el peso del vehículo, en kg; p es la pendiente de la tangente descendente, en m/m y V la velocidad inicial, en km/h.

D.3. VEHÍCULO DE PROYECTO

Es un vehículo representativo cuyas dimensiones y características operativas se usan para dimensionar los elementos de la carretera. De acuerdo con los vehículos que se espera circulen por las carreteras de la red nacional, se establecieron cinco vehículos de proyecto (ver Tabla I.1)

TABLA I.1 Longitud de los vehículos de proyecto según el tipo de camino, de acuerdo con la NOM 012 SCT-2-2014.

Tipo de camino	vehículo de proyecto		Peso bruto vehicular	Largo m	Ancho m	Relación Peso/potencia	hp NOM-012
	Tipo	Nomenclatura					
ET-A	T3-S2-R4	DE-2836	75.5	31.0	2.6	175.5	430
B	C3-R3	DE-2434	47.5	28.5	2.6	110.5	430
C	T3-R3	DE-1594	40.0	18.5	2.6	93.0	430
D	C3	DE-846	18.5	12.5	2.6	92.5	200

Con las características antes establecidas y los modelos descritos en la sección D.2. de este capítulo, es posible determinar las características operativas de los vehículos de proyecto para utilizarlas en el dimensionamiento de los elementos de cada tipo de carretera, en la forma que se establece en este Manual.

E. EL TRÁNSITO

Es el conjunto de vehículos que utilizan la carretera en un momento dado; por lo cual sus características son indicativas del servicio que presta la carretera, ya que afecta a los elementos que integran el proyecto geométrico. Los datos del tránsito se encuentran disponibles en el acervo de información sobre datos viales que publica anualmente la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

E.1. VOLUMEN

Es el número de vehículos que pasan por un tramo de carretera en cierto período y se determina con un conteo directo, denominado aforo. Según la duración del aforo, el volumen puede ser horario, diario, semanal, mensual o anual. De esta manera, aunque siempre se refiere a un período, el volumen es un número y esto lo diferencia de la intensidad de tránsito que es una medida relativa del flujo, expresado en vehículos/hora, independientemente del período en que se estima.

Si el volumen de tránsito anual se divide entre los 365 días del año se obtiene el *Tránsito Diario Promedio Anual* o *TDPA* por sus siglas y es de uso generalizado para significar la importancia del tránsito de una vía de circulación. El *TDPA* de una carretera se determina con precisión cuando se dispone de aforos continuos obtenidos en estaciones permanentes. Si el aforo es de período limitado, el *TDPA* se estima corrigiendo el número de vehículos, dividido entre el número de días del conteo, con factores estadísticos que consideren las variaciones estacionales, mensuales y diarias.

Aunque el *TDPA* es importante en muchos estudios, no suele ser apropiado utilizarlo directamente en el proyecto geométrico porque no es representativo de las variaciones del tránsito en períodos cortos que pueden ser considerables a lo largo del año. Para fines de proyecto, en casi todos los casos, se utiliza un volumen horario. Sin embargo, el patrón del flujo de tránsito en una carretera acusa considerables variaciones durante las diferentes horas del día con fluctuaciones horarias aún más importantes a lo largo del año. Por consiguiente, tendrá que determinarse cuál de esos volúmenes horarios debe emplearse en el proyecto.

Si en el proyecto se utilizara el máximo volumen horario de tránsito resultaría un diseño muy conservador, con el consiguiente desperdicio de recursos. Por otra parte, si se utilizara el volumen horario promedio en el año resultaría un diseño escaso, también inapropiado. Entonces deberá escogerse un volumen horario que no sea excedido demasiado ni con mucha frecuencia; pero tampoco tan alto que raras veces ocurra. Por lo tanto, el *volumen horario de proyecto (VHP)*, debe seleccionarse a partir de la variación estadística de los volúmenes horarios ocurridos en el año, ordenados en forma descendente.

La Figura I.4 ilustra la relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito diario promedio anual en carreteras, tomados del análisis de datos de algunas carreteras (*bibliografía 4.*). La faja sombreada representa las variaciones del 70% de las carreteras y la línea la variación media.

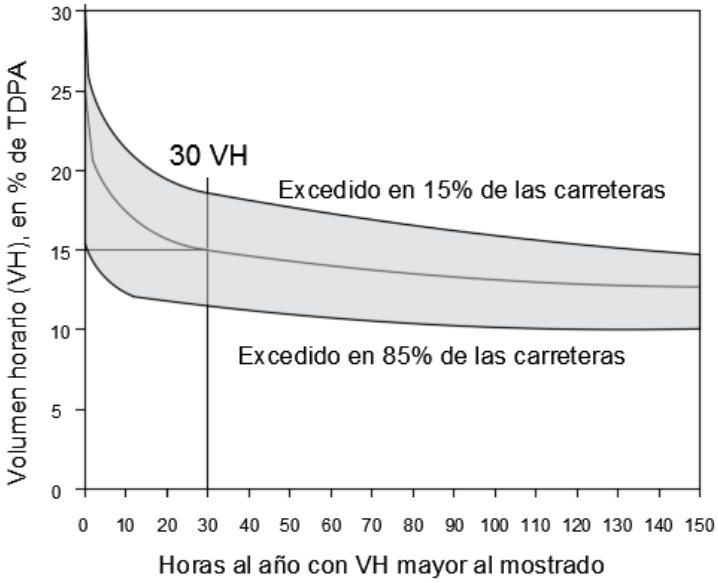


FIGURA I.4. Variación de volúmenes horarios más altos del año

El volumen horario de proyecto puede ser el correspondiente al trigésimo volumen horario más alto del año, abreviado como 30 vh, que para carreteras con variaciones medias representa alrededor del 15% del *TDPA*. La conveniencia de usar este volumen horario como criterio de diseño se evidencia a partir de observar los cambios que resultan de elegir volúmenes un poco más arriba o un poco más debajo de este volumen horario; en otras palabras, se utiliza el *codo* de la curva.

Para ciertos elementos, como entronques, intersecciones o plazas de cobro, las variaciones de la intensidad dentro de la hora pueden ser determinantes. En tales casos, el *factor horario de máxima demanda* (*FHMD*) es un concepto útil: Este factor se define como la relación entre el volumen horario y el volumen máximo ocurrido en un periodo menor a la hora multiplicado por el número de esos períodos comprendidos en la hora; así por ejemplo, si el período fuera de ¼ de hora (15 minutos) y todos los vehículos se concentraran en un solo período se tendría que *FHMD=1/4*, pero si los vehículos se distribuyeran uniformemente en toda la hora, se tendría que FHMD=*1*. De la misma manera, si el período fuera de ½ hora (30 minutos): *1/2* ≤ *FHMD* ≤ *1*. Los períodos que comúnmente se utilizan en estudios de capacidad son de 5 y 15 minutos.

E.2. DISTRIBUCIÓN

En carreteras, el *TDPA* corresponde al tránsito total en ambas direcciones. En carreteras de dos carriles, el volumen horario de proyecto (*vhp*) es el de ambas direcciones. En carreteras con más de dos carriles o en carreteras de dos carriles con intersecciones importantes en su desarrollo o con carriles adicionales proyectados para construirse en etapas posteriores, es esencial, para fines de proyecto, conocer el volumen horario de tránsito en cada dirección.

La distribución direccional del tránsito durante las horas de mayor demanda, en carreteras, es generalmente consistente año tras año y día tras día, excepto en algunas carreteras de carácter turístico o recreacional. Por lo tanto, puede aplicarse la distribución direccional observada en el presente, al volumen horario futuro elegido para proyecto. Por lo general la distribución direccional varía alrededor de 60%, con un coeficiente de variación de 0.35.

El volumen horario de proyecto aplicable a carreteras de dos o más carriles por sentido puede calcularse multiplicando el tránsito diario promedio anual por el porcentaje que el trigésimo volumen horario represente de ese *TDPA* y a continuación multiplicar el resultado obtenido por el porcentaje del tránsito correspondiente a la dirección predominante durante la hora de proyecto. El valor así obtenido se denomina volumen horario direccional de proyecto (*VHDP*). Cuando la demanda se acerca a la capacidad, este volumen debe multiplicarse por un factor equivalente al inverso del número de carriles por dirección, para obtener el volumen por carril; pero cuando el volumen es muy inferior a la capacidad, tal volumen podría ser hasta un 20% mayor.

En el proyecto de intersecciones a nivel y entronques, es necesario conocer los volúmenes de tránsito de todos los movimientos que ocurren en la hora de proyecto. Esta información se obtendrá para los períodos máximos de la mañana y de la tarde debido a que los patrones de tránsito pueden cambiar significativamente de un período a otro.

Normalmente el diseño se basa en el volumen horario de proyecto que va a ser alojado durante la hora de máxima demanda de la mañana en una dirección y durante la hora de máxima demanda en la tarde, en la dirección opuesta.

En entronques e intersecciones se determinan en forma separada, para los períodos de la mañana y de la tarde, los porcentajes de tránsito que dan vuelta a la derecha y a la izquierda en cada uno de los accesos de la intersección.

E.3. COMPOSICIÓN

Se refiere a la fracción de vehículos de cada clase que forman la corriente de tránsito. Para un sitio específico, se determina contando los vehículos de cada clase que pasan por un punto del camino y dividiéndolo entre el total de vehículos. De esta manera, la suma de las fracciones correspondientes a cada clase de vehículos es uno. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con registros confiables para determinar la composición en la mayor parte de las carreteras. Así, la Tabla 1 muestra la composición observada durante 2016 en la red nacional de carreteras (ver Tabla I.2).

TABLA I.2 Tabla de clasificación vehicular

Régimen de Operación	Longitud (km)	Clasificación Vehicular, en %							
		A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS
Federal Libre	42,961.10	79.31	2.2	8.21	1.74	5.03	1.65	1.35	0.51
Federal de Cuota	8,557.25	66.15	5.5	7.27	2.78	10.59	2.34	4.56	0.81
Estatal Libre	23,777.93	84.26	1.15	8.31	1.49	2.84	1.05	0.49	0.41
Estatal de Cuota	1,275.84	71.27	3.82	8.96	2.23	7.88	2.17	3.01	0.66
Aforada Total	76,572.12	79.24	2.27	8.15	1.79	5.02	1.55	1.47	0.51

En el proyecto de una carretera se considerarán las características de operación de vehículos de diferentes tamaños y pesos. Además de ser más pesados, los camiones son generalmente más lentos y ocupan mayor espacio en el camino, produciendo un efecto significativamente mayor que el de los vehículos ligeros. El número de vehículos equivalentes depende de la pendiente del camino y de la distancia de visibilidad disponible. Cuanto mayor sea la proporción de camiones en la corriente de tránsito, mayor será la capacidad requerida por la carretera.

Para condiciones de flujo continuo del tránsito, los tamaños y pesos de los vehículos se agrupan en dos categorías según el efecto que producen en la operación: Vehículos ligeros (automóviles y camionetas) y Camiones (autobuses, camiones unitarios de dos o tres ejes y camiones articulados con diversas combinaciones de tractocamión y semirremolque o remolque.

En la categoría de los camiones las características pueden variar mucho, particularmente en tamaño y en la relación peso/potencia. Aunque la diferencia puede ser significativa entre dos camiones, la evaluación del efecto de todos los vehículos pesados en la corriente del tránsito generalmente conduce a resultados similares, bajo condiciones comparables. En tales circunstancias es esencial, para el proyecto geométrico de una carretera, disponer de datos relativos a las características de los camiones. El número de camiones y autobuses de los distintos tipos, se expresa como un porcentaje del tránsito total que se espera utilice la carretera.

E.4. PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

El proyecto de nuevas carreteras o el mejoramiento de las existentes, no puede basarse en los volúmenes de tránsito de demanda actuales sino en el que se espera en el futuro. Desde un punto de vista ideal, la carretera debe proyectarse para alojar el tránsito que la usará durante su vida útil, en condiciones razonables de mantenimiento.

Es difícil definir la vida útil de una carretera porque la duración real de la mayoría de las carreteras excede el período para el que razonablemente se puede hacer predicciones del tránsito. Además, los segmentos principales de ésta, pueden tener duraciones diferentes. Cada segmento está sujeto a variaciones respecto a las expectativas de vida útil estimadas, debido a que pueden existir influencias no prevista en el análisis, como son la obsolescencia y cambios inesperados en el uso del suelo, los que a su vez inciden en el patrón y magnitud de los volúmenes de tránsito. Es por esta razón que en vez de vida útil se emplea el concepto de horizonte de proyecto, que es el período para el cual se proyecta la carretera.

El volumen de tránsito correspondiente al horizonte de proyecto será un valor que pueda pronosticarse con una aproximación razonable. Para realizar tal pronóstico, resulta útil el concepto de *tasa de incremento anual de tránsito* (*tiat*) que representa la fracción con que se incrementa el volumen de tránsito en cada año por efecto del desarrollo. Como el volumen de tránsito es una demanda derivada de la actividad económica y ésta está ligada a la tasa de interés del capital (*tic*), normalmente la *tiat* se determina con base en el *tic*, agregando o disminuyendo algunos puntos porcentuales, de acuerdo con la actividad económica prevista. Algunas veces se utilizan *tiat* diferentes, usualmente mayores, en los primeros cinco años de operación de la carretera para considerar el tránsito generado. De esta manera, si el volumen de tránsito inicial es $TDPA_0$, el volumen de tránsito en el horizonte de proyecto, *TDPA*, se calcula con la regla del interés compuesto como:

$$TDPA = TDPA_0\,(1 + tiat_1)^5\,(1 + tiat_2)^{N-5}$$

En donde *N* representa el horizonte de proyecto de la carretera, usualmente 30 años, aunque a veces se consideran horizontes diferentes cuando se quiere proyectar la carretera por etapas para optimizar su economía global, construyéndose en una etapa inicial el número de carriles necesarios para llegar a un determinado nivel de servicio final al término de esa etapa (año de proyecto de esa etapa), realizándose las ampliaciones requeridas para etapas siguientes según ese mismo criterio, hasta cubrir el horizonte de proyecto total.

E.5. 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 describe cada una de las velocidades que intervienen en el proyecto geométrico de carreteras.

E.5.1. 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; sobreelevaciones 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 sobreelevación 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.

E.5.2. 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.

E.5.3. 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.

E.5.4. 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.

E.6. RELACIONES DE FLUJO

Las condiciones del flujo de tránsito en un camino se caracterizan en términos de intensidad o volumen horario, en vehículos por hora, velocidad en kilómetros por hora y densidad, en vehículos por kilómetro. Estas tres variables volumen *(Q),* velocidad *(V)* y densidad *(D)* se relacionan dimensionalmente mediante la expresión:

$$Q = V\,D$$

Si la densidad permaneciera constante, el volumen y la velocidad estarían relacionadas linealmente; pero en la realidad eso no ocurre; sino que, al aumentar la densidad, la velocidad se reduce y, entonces, la relación entre velocidad y volumen no es lineal; lo que se ilustra en la Figura I.4 para una relación lineal densidad-velocidad, en la que las relaciones densidad-volumen y volumen- velocidad resultan de segundo grado (parabólicas).

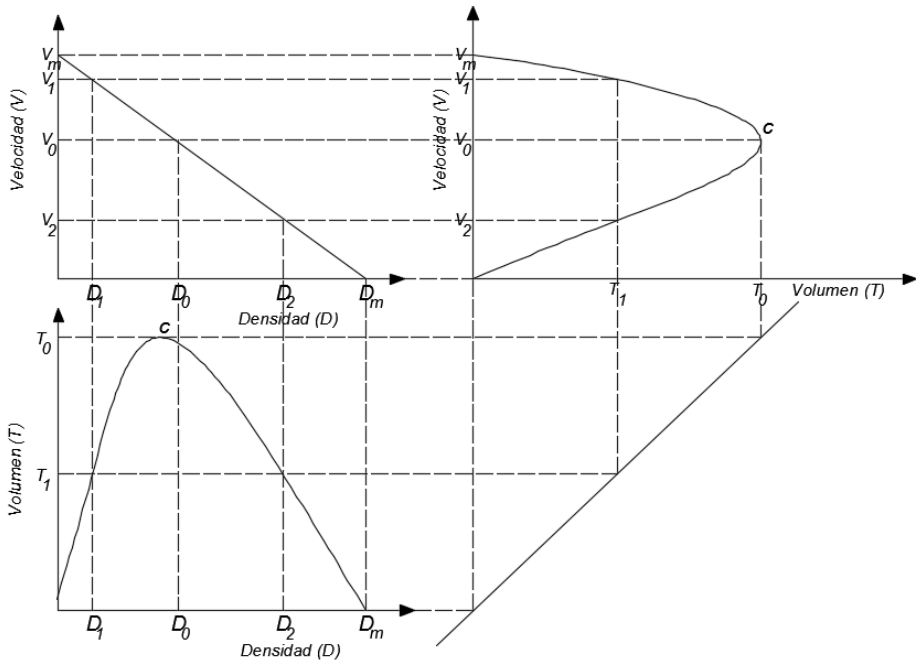


FIGURA I.4. Relaciones Velocidad-Volumen- Densidad

En la práctica, el diagrama volumen-velocidad cualitativamente tiene forma similar a la mostrada y se emplea para caracterizar los volúmenes de servicio que corresponden a los niveles de servicio *A, B, C, D* y *E* (capacidad), que se caracterizan principalmente por la velocidad; así como por la zona de flujo inestable que corresponde a densidades mayores que la óptima, correspondiente al nivel de servicio *F*.

F. LA CARRETERA

En este apartado se exponen las bases que resultan de la interacción del conductor y su vehículo con la carretera; particularmente en lo referente a control de acceso, superficie de rodadura y visibilidad. En la práctica, estas bases se aplican para determinar los parámetros característicos de los elementos de la carretera, tanto de los alineamientos horizontal y vertical, como de la sección transversal.

F.1. CONTROL DE ACCESO

Se refiere al nivel de restricción establecido por la autoridad al ingreso, a una carretera determinada, de tránsito proveniente de otras carreteras, ya sean vías públicas o privadas; así como accesos a la propiedad privada y cruces a nivel de la faja separadora central. En una carretera, el control de acceso puede ser total, parcial o nulo. Es el factor que más influye por sí mismo en la seguridad de una carretera.

En el control total de acceso se da preferencia al tránsito de paso sobre el local, las conexiones para el acceso vehicular se realizan por medio de enlaces o rampas y sólo desde algunas vías seleccionadas, evitando cruces a nivel y conexiones directas con vías de acceso a propiedades colindantes.

En el control parcial de acceso, aunque también se da preferencia al tránsito de paso, se permiten intersecciones a nivel en algunos sitios y conexiones directas con vías seleccionadas. También se proporciona cierto acceso a propiedades colindantes.

En una vía sin control de acceso o control de acceso nulo, se permite el acceso a ella desde todas las propiedades colindantes y desde cualquier vía; pero esto no significa que no se diseñen los accesos adecuados.

F.2. SUPERFICIE DE RODADURA

Es la superficie que está expuesta de manera directa a la acción de los neumáticos de los vehículos y posibilita su circulación; sus características influyen directamente en el proyecto geométrico de la carretera.

F.2.1. Uniformidad y fricción

La uniformidad es un atributo que caracteriza la regularidad de la superficie de rodadura, que se ve afectada por problemas de desintegración, deformaciones y grietas. Tiene dos componentes, la longitudinal, medida por el índice de regularidad internacional, ***IRI***, basado en el movimiento vertical estandarizado de un vehículo al circular por la carretera y la transversal, caracterizada por las deformaciones permanentes identificables transversalmente, como pueden ser las roderas. La uniformidad incide directamente en los costos de operación y, bajo ciertas circunstancias, en la seguridad. Actualmente existen vehículos instrumentados que simultáneamente miden diversas características de la uniformidad a una velocidad similar a la que circulan los vehículos.

La fricción es la resistencia al movimiento entre las llantas del vehículo y superficie de rodadura. Su magnitud se expresa por el coeficiente de fricción (***f***), definido por la relación entre la fuerza de fricción tangencial generada en las llantas en sentido contrario al movimiento y la fuerza perpendicular generada por la masa del vehículo.

La fuerza de fricción, ***F***, se puede descomponer en dos componentes ortogonales denominadas: fricción longitudinal (F_l) y fricción transversal (F_t) cuyas magnitudes corresponden a la fuerza normal (***N***) generada por la masa del vehículo y por el coeficiente de fricción (***f***) que también tiene componente longitudinal (f_l) y transversal (f_t). Esto es,

$$F^2 = F_l^2 + F_t^2 \quad ; \quad (f\,N)^2 = (f_l\,N)^2 + (f_t\,N)^2 \quad \Longrightarrow \quad f^2 = f_l^2 + f_t^2$$

La fricción longitudinal se aprovecha para acelerar o frenar el vehículo a lo largo de la carretera y la fricción transversal hace posible que el vehículo cambie de dirección en condiciones de estabilidad. El coeficiente de fricción para diseño debe considerar condiciones desfavorables, como superficie mojada, llantas gastadas y maniobras inesperadas. El rango para diseño podría estar entre *0.5* para bajas velocidades ~~a~~ y *0.30* para altas velocidades. El coeficiente de fricción transversal también debe considerar la comodidad de los conductores que son sensibles a los efectos de la fuerza centrífuga y dejar disponibilidad de fricción longitudinal de al menos 85%. El coeficiente de fricción total para diseño (***f***) se determina, a partir de la velocidad de proyecto (***V***), con el modelo potencial:

$$f = 1.5\ V^{-0.35}$$

La proporción (***p***) que se usa para la fricción longitudinal es del 85% para bajas velocidades de proyecto (*50 km/h* o menos) y 90% para velocidades altas (*100 km/h* o más). Si además se considera un máximo de *0.346* para el coeficiente de fricción longitudinal (ver punto *F.3.1.2.*), los coeficientes de fricción longitudinales (f_l) y transversales (f_t) para diseño resultan los que se consignan en la Tabla I.3.

TABLA I.3. Coeficientes de fricción para diseño

v	f	p	f_l	f_t
30	0.456	85%	0.346	0.297
40	0.412	85%	0.346	0.224
50	0.381	85%	0.324	0.201
60	0.358	86%	0.308	0.183
70	0.339	87%	0.295	0.167
80	0.324	88%	0.285	0.154
90	0.311	89%	0.276	0.142
100	0.299	90%	0.269	0.13
110	0.289	90%	0.261	0.126

La resistencia a la fricción es indispensable en las superficies de rodadura, por lo que se debe cuidar que éstas no se alisen por efecto de desgaste de los agregados causado por el rozamiento con las llantas; cuando las superficies se alisen, se deben tratar para devolverles su propiedad antideslizante.

F.3. VISIBILIDAD

La visibilidad en la carretera es de importancia fundamental para la conducción segura. En el proyecto geométrico se considera a través de la *distancia de visibilidad*, que es la longitud de carretera que el conductor puede ver frente a él continuamente bajo condiciones atmosféricas y del tránsito favorables y que le permiten realizar las maniobras asociadas con el proceso de conducción de manera segura.

El proyectista requiere considerar al menos cuatro aspectos sobre la distancia de visibilidad: la necesaria para detener el vehículo, la necesaria para rebasar a vehículos más lentos, las necesarias para tomar decisiones y el criterio para medir las distancias de visibilidad en el proyecto.

F.3.1. Distancia de visibilidad de parada

Es la distancia con visibilidad necesaria para que un conductor, viajando a la velocidad de proyecto, sea capaz de detener su vehículo antes de alcanzar un objeto fijo ubicado en su trayectoria. Se proporciona en cualquier punto de todas las carreteras.

La distancia de visibilidad de parada está compuesta por dos segmentos: la distancia de reacción que es la recorrida desde el instante en que el conductor percibe un objeto en el camino y decide detenerse, hasta el instante en que acciona los frenos del vehículo; y la distancia de frenado, que es la requerida para que el vehículo se detenga, desde el momento en que el conductor acciona los frenos.

F.3.1.1. Distancia de reacción

Es la distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor reconoce la presencia de un objeto o situación peligrosa en la vía al instante en que opera los frenos. Esta distancia puede determinarse fácilmente si se supone que el vehículo circula a velocidad uniforme y se conoce el tiempo de reacción del conductor. Como se estableció, en el apartado C.1.3 de este capítulo, el tiempo de reacción, a veces denominado de percepción-reacción, de 2.5 segundos, es adecuado para el 90% de las situaciones que pueden presentarse. Sin embargo, en situaciones complejas, como las que se presentan en intersecciones, pueden requerirse tiempos mayores.

La distancia de reacción (***d*$_R$**), en metros, se determina suponiendo que el vehículo circula a la velocidad de proyecto (***V***), en km/h, durante el tiempo de reacción (***t***), en s. De esta manera:

$$d_R = \frac{V}{3.6}\, t$$

F.3.1.2. Distancia de frenado

La distancia de frenado (***d*$_F$**), en metros, de un vehículo en carretera plana, que circula a la velocidad de proyecto (***V***), en km/h, se determina igualando el trabajo efectuado por la fuerza de frenado a la energía cinética del vehículo:

$$F\, d_F = \frac{1}{2}\, m\, V^2 \quad ; \quad (W\, f_l)\, d_F = \frac{1}{2}\, \frac{W}{g}\, V^2 \quad ; \quad d_F = \frac{V^2}{254\, f_l}$$

Un enfoque más reciente para determinar la distancia de frenado, más acorde con la tecnología automotriz actual, es considerar una tasa de deceleración (***a***) que resulte cómoda para la mayor parte de los conductores. Se ha considerado que tal tasa es *3.4 m/s*^{2}, por lo que:

$$d_F = \frac{\left(\frac{V}{3.6}\right)^2}{2a} = \frac{V^2}{(25.92)\,(3.4)} = \frac{V^2}{88}$$

Se observa que este criterio de comodidad equivale a considerar un coeficiente de fricción longitudinal de *0.346*, que solamente es superado por los coeficientes a las velocidades de proyecto de 30 y 40 km/h, por lo cual es aplicable sólo para esas velocidades.

F.3.1.3. Distancia de visibilidad de parada para diseño

La distancia de visibilidad de parada es la suma de la distancia de reacción más la distancia de frenado. Si se redondea a los diez metros superiores, estas distancias resultan (ver Tabla I.4):

TABLA I.4 Distancias de visibilidad

Velocidad de proyecto, en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Coeficiente de fricción longitudinal	0.346	0.346	0.324	0.308	0.295	0.285	0.276	0.269	0.261
Distancia de reacción, en m	20.83	27.78	34.72	41.67	48.61	55.56	62.5	69.44	76.39
Distancia de frenado, en m	10.24	18.21	30.36	46.05	65.39	88.48	115.39	146.16	182.85
Distancia de visibilidad de parada (DVP), en m	31	46	63	83	104	128	155	183	214

F.3.1.4. Efecto de la pendiente

En tangentes verticales, con pendiente longitudinal de p en m/m, si se usa el mismo criterio, la distancia de frenado estará dada por:

$$d_F = \frac{V^2}{254\,(f \pm p)}$$

De esta manera, las distancias de frenado en pendientes ascendentes son más cortas y en pendientes descendentes, más largas.

F.3.1.5. Variación para camiones

Las distancias de visibilidad de parada anteriores reflejan la operación de los vehículos ligeros y pueden ser discutibles para camiones para los que la fricción longitudinal es menos eficiente y por lo tanto requerir mayores distancias de frenado. Sin embargo, hay factores que tienden a compensar la longitud adicional requerida por los camiones; por una parte, el operador de un camión puede percibir con antelación las obstrucciones del camino debido a la posición más elevada de sus ojos con respecto a la superficie del camino y por la otra, el tiempo de reacción suele ser menor. Por ello, en el proyecto no se utilizan separadamente distancias de visibilidad para camiones y para vehículos ligeros.

F.3.2. Distancia de visibilidad de decisión

Las distancias de visibilidad de parada resultan a menudo escasas cuando los conductores deben tomar decisiones complejas, cuando la información es difícil de percibir y procesar o cuando la maniobra es inesperada o inusual. En tales casos, conviene usar una distancia de visibilidad de decisión en vez de la de parada.

La distancia de visibilidad de decisión es la distancia mínima necesaria para que un conductor, circulando a la velocidad de proyecto, pueda maniobrar su vehículo con anticipación ante la presencia de una situación cuya complejidad demanda tiempos de percepción-reacción más grandes que los requeridos usualmente en la carretera. Esta distancia se determina con las mismas expresiones, pero considerando el siguiente tiempo de reacción (***t***), en segundos, para las maniobras de parada y cambio de velocidad o trayectoria (ver Tabla I.5):

TABLA I.5

Parada, zona rural	***3s***
Parada, zona urbana	9**s**
Cambios, zona rural	10**s** -11**s**
Cambios, zona suburbana	12**s** - 13**s**
Cambios, zona urbana	***13s - 14s***

Las distancias de visibilidad de decisión resultantes son apropiadas para diversos grados de complejidad de maniobra. Debido a la seguridad y maniobrabilidad adicionales que se consiguen con estas longitudes, es recomendable que se utilicen sólo en lugares realmente problemáticos. En caso de que no fuese factible proporcionar estas distancias por circunstancias especiales del alineamiento horizontal y vertical, se estudiará la posibilidad de utilizar señalamiento preventivo que permita alertar a los conductores sobre las condiciones que encontrará adelante en su camino.

F.3.3. Distancia de visibilidad de rebase

Se dice que un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de rebase cuando la distancia de visibilidad en ese tramo es suficiente para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, en presencia de un tercer vehículo que circula en sentido contrario. Para definir la distancia mínima de visibilidad de rebase, se ha simulado la maniobra, considerando hipótesis de operación que no siempre se cumplen en la realidad. Por ejemplo, en EUA, se caracterizó esa maniobra y los resultados indicaron que la variación de la distancia de visibilidad de rebase es casi lineal con la velocidad.

De acuerdo con lo señalado, es razonable establecer distancias de visibilidad de rebase equivalentes a la recorrida en 18 segundos a la velocidad de proyecto, con lo que se estaría por arriba de las recomendadas actualmente en EUA (bibliografía 4.). Luego, la distancia de visibilidad de rebase mínima, D_R en m, puede determinarse a partir de la velocidad de proyecto, V_p en km/h, con la expresión:

$$D_R = 7.5\ V_p$$

F.3.3.1. Efecto de la pendiente

En tangentes verticales con pendientes pronunciadas se incrementa la distancia de visibilidad requerida para rebasar con seguridad. La maniobra de rebase es más fácil para el vehículo que circula cuesta abajo debido a que el conductor puede acelerar más rápidamente que en terreno a nivel y por lo tanto puede reducir el tiempo necesario para rebasar; sin embargo, debido a que el vehículo rebasado puede acelerar también con facilidad, se crean situaciones indeseables de competencia.

Las distancias requeridas por los vehículos para rebasar con seguridad, cuesta arriba, son mayores que las necesarias en caminos a nivel, debido a que se reduce la capacidad de acelerar del vehículo que rebasa. Lo anterior se compensa de alguna manera por el hecho de que los vehículos rebasados son con frecuencia camiones que reducen sustancialmente su velocidad en el ascenso. Para que las maniobras de rebase se lleven a cabo con seguridad en las pendientes ascendentes, la distancia de visibilidad de rebase será mayor a la mínima calculada. Aunque los ajustes durante el proyecto son inevitables, el proyectista debe reconocer la conveniencia de incrementar en lo posible los valores calculados.

F.3.3.2. Frecuencia y longitud de los tramos para rebasar

La frecuencia y longitud de los tramos con suficiente visibilidad para rebasar depende principalmente de la topografía del terreno, de la velocidad de proyecto del camino y del costo que eso significa. Las de dos carriles de mayor jerarquía deben contar con suficientes tramos para realizar las maniobras de rebase con seguridad. Si además se esperan altos volúmenes de tránsito con porcentajes importantes de camiones, es virtualmente obligatorio proporcionar suficientes tramos con visibilidad adecuada para mantener los niveles de servicio previstos y, particularmente, para reducir los sobrecostos de operación del transporte y de accidentalidad. Los análisis de capacidad (referencia 4.) proporcionan los elementos para determinar, en cada caso, la frecuencia y longitud de los tramos para rebasar.

F.3.3.3. Rebase en carreteras de carriles múltiples

En carreteras con dos o más carriles en cada sentido no es necesario considerar distancias de visibilidad de rebase, ya que se supone que las maniobras se realizan en carriles adyacentes con el mismo sentido del tránsito. Las maniobras en las que los vehículos de un sentido tengan que cruzar o invadir los carriles del otro, por ejemplo, rebases o vueltas izquierdas o en U, son peligrosas y deben evitarse; es por ello que deben diseñarse separadores físicos entre sentidos, como pueden ser las fajas separadoras o las barreras de seguridad.

F.3.4. Medición de la distancia de visibilidad

Puesto que la distancia de visibilidad puede cambiar rápidamente en tramos cortos, se debe medir la distancia de visibilidad en los alineamientos horizontal y vertical, anotando la que resulte menor. En caminos de dos carriles, se medirán las distancias de visibilidad de parada y rebase; en caminos de dos o más carriles por sentido, únicamente la distancia de visibilidad de parada.

Para efectos de medición de la distancia de visibilidad de parada, se considera una altura del ojo del conductor de 1,08 m y una altura del obstáculo sobre el pavimento de 0.6 m; pero para la medición de la distancia de visibilidad de rebase, la altura del obstáculo sobre el pavimento se considera de 1.08 m. También deben considerarse las obstrucciones a la línea de visibilidad, como pueden ser barreras, taludes y estructuras al lado o sobre la carretera.

Conviene medir la distancia de visibilidad en planos detallados del alineamiento horizontal y vertical en forma separada, para evitar errores. Esto es útil a nivel de diseño para verificar si los alineamientos cumplen con las normas y eventualmente corregir errores de alineamiento; pero no sustituye a las mediciones de campo. Algunos programas computacionales de diseño incorporan algoritmos para determinar la distancia de visibilidad disponible. Para hacer las mediciones en planos, para el alineamiento horizontal se coloca el origen de una regla al centro del carril desde donde se quiere hacer la medición, se gira la regla hasta hacerla tangente con la obstrucción lateral o traza del talud y se mide la distancia hasta donde la regla intersecta el centro del carril. Se repite el procedimiento cada 20 metros. Para el alineamiento vertical se hace algo parecido: se coloca el origen de la regla en el punto desde donde se desea medir la distancia disponible a una distancia vertical equivalente a la altura del ojo. Se gira la regla hasta hacerla tangente a la rasante de la carretera y se mide la distancia disponible hasta donde la altura sobre la carretera equivale a la altura del obstáculo (ver Figura I.5).

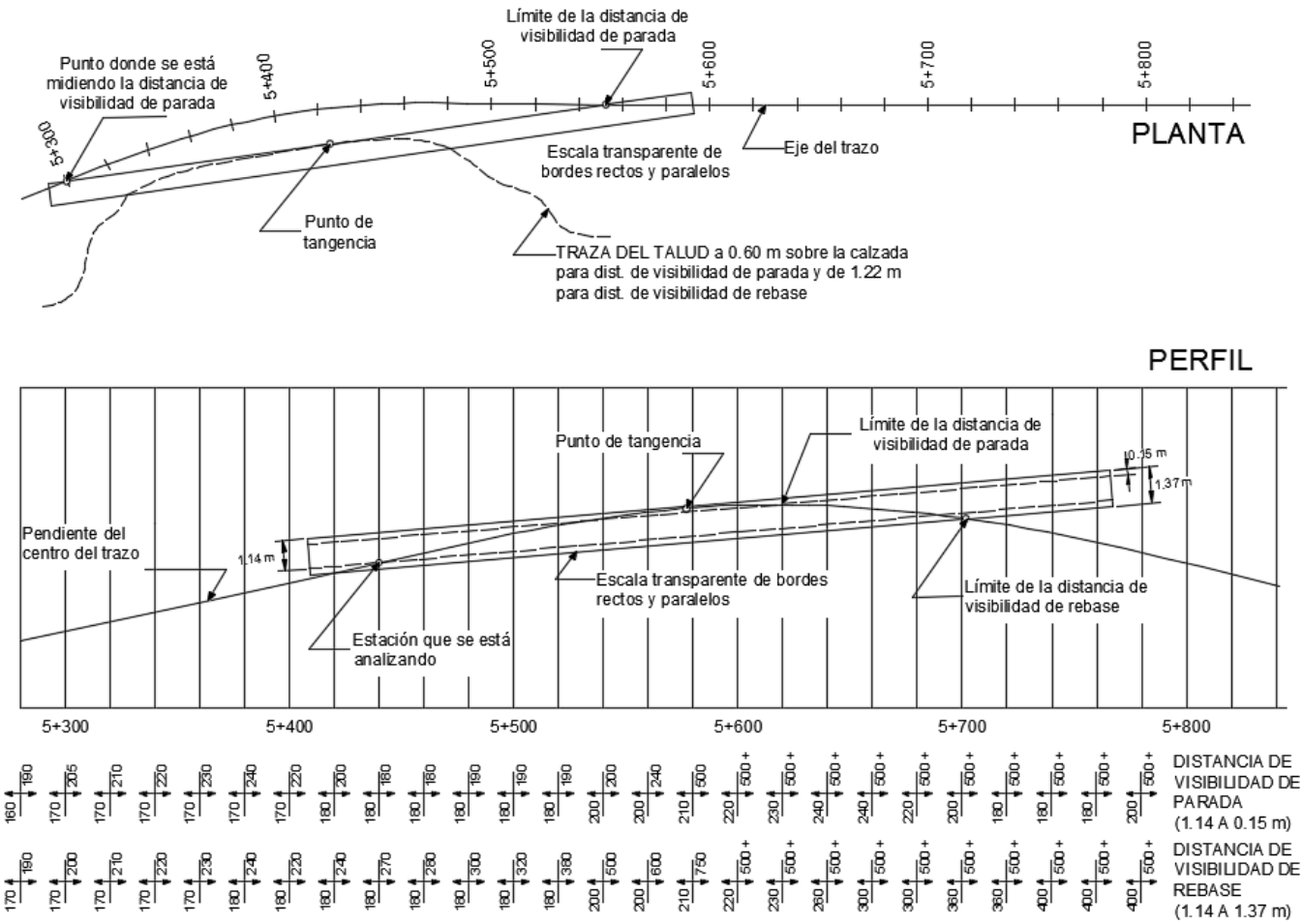


FIGURA I.5 Diseño de planta

Para el perfil se utiliza una reglilla transparente, de bordes paralelos separados un metro con ocho centímetros (1.08 m) a la escala vertical del perfil, con una línea paralela situada a sesenta centímetros (0.60 m) del borde superior. La parte inferior de la Figura I.6 ilustra la forma como se realizará la verificación de las distancias de visibilidad en perfil para un vehículo ubicado en la estación 0+080. En esta abscisa de la rasante se coloca el “cero” de la reglilla, la cual se gira hasta que su borde superior sea tangente al perfil del proyecto. La distancia desde la estación inicial (0+080) hasta el punto del perfil interceptado por la paralela a sesenta centímetros (0.60 m) indicará la distancia de visibilidad de parada disponible en el perfil, doscientos treinta metros (230 m) en este caso. De igual manera, la distancia desde la estación inicial (0+080) hasta el punto del perfil interceptado por la paralela a un metro con ocho centímetros (1.08 m) indicará la distancia de visibilidad de rebase disponible, doscientos sesenta (260 m) en este caso. La Figura I.6 ilustra las distancias de visibilidad de planos

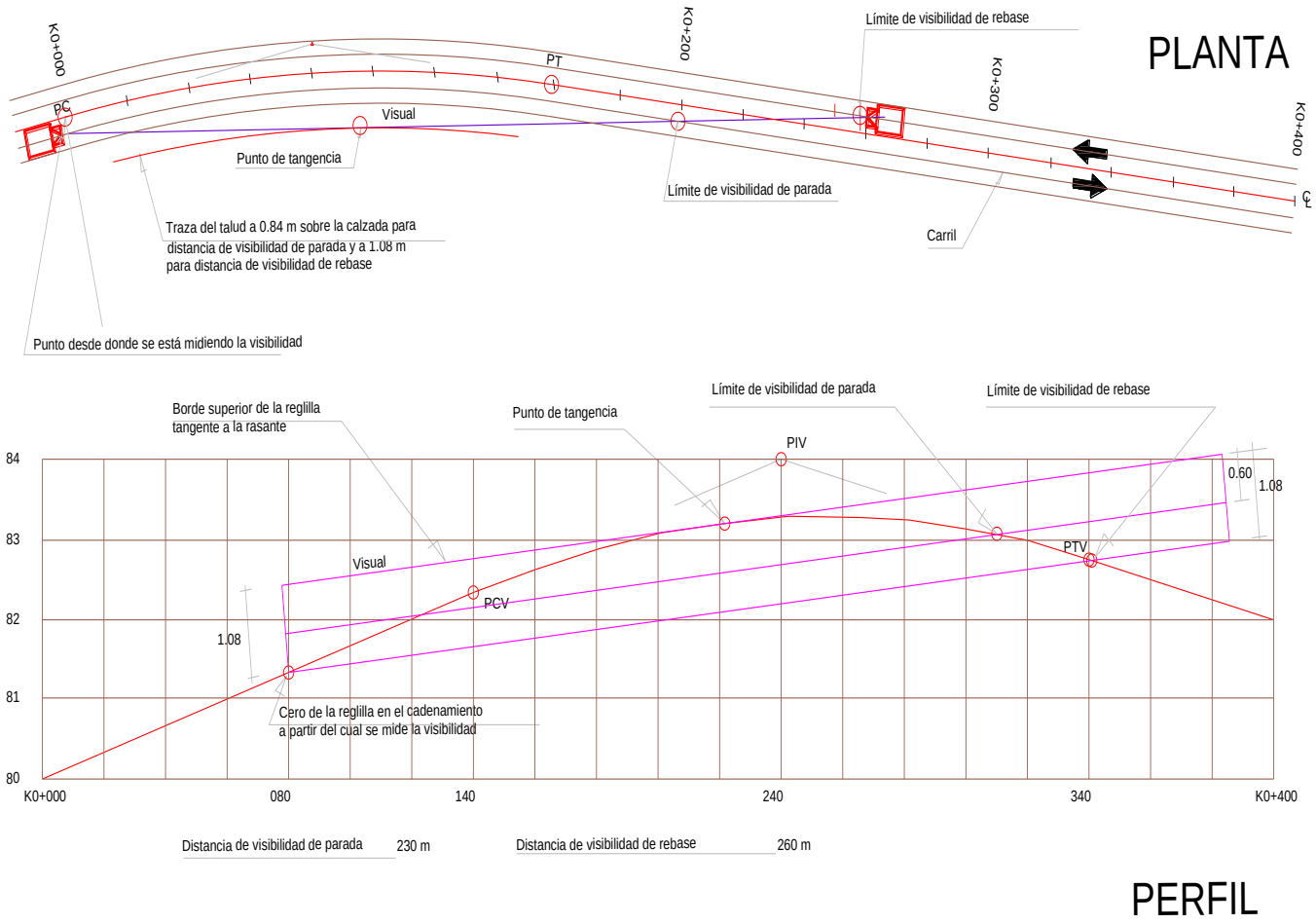


FIGURA I.6. Determinación de distancias de visibilidad en planos.

En carreteras ya construidas, las mediciones se hacen directamente en campo con procedimientos análogos, pero utilizando los equipos pertinentes, tales como teodolito o tránsito, estadales, balizas y medidores de distancia, sean ópticos, mecánicos o manuales.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO (1999) Guide for the Development of Bicycle Facilities, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

2. AASHTO (2004) Guide for the Planning, Design and Operation of Pedestrian Facilities, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

3. AASHTO (2004) A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

4. AASHTO (2011) A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

5. MIF (2000) Instrucción de Carreteras. Norma 3.1C-IC; Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid.

6. Myers TT, Ash Kenas IL, Johnson WA (1980), Feasibility of a grade severity rating system, FHWA-RD-79-116, Federal Highway Administration, Washington, DC.

7. TRB (2010) Highway Capacity Manual, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, National Research Council; Washington DC.

8. SOP (1971) Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Secretaría de Obras Públicas, México.

SCT
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO II

ELEMENTOS BÁSICOS DE DISEÑO VIAL

CAPÍTULO II

ELEMENTOS BÁSICOS DE DISEÑO VIAL

A. CONTENIDO.

El proyecto geométrico de la carretera es la ordenación y dimensionamiento de los elementos visibles de la carretera. La ordenación corresponde a la relación de estos elementos entre sí y con respecto al terreno natural. El dimensionamiento corresponde a la cuantificación de los parámetros que definen a cada uno de los elementos. Estas dos características, ordenamiento y dimensionamiento, se expresan en planta, perfil y sección, que corresponden a los llamados alineamiento horizontal, alineamiento vertical y sección transversal. Para cada uno de ellos, en este capítulo se describen los principios para el análisis, diseño y replanteo de sus componentes.

B. REFERENCIAS.

1. *Normativa SCT, M.PRY.CAR.2.03/13 Elementos básicos del Proyecto Geométrico,* Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.
2. *Normativa SCT, M.PRY.CAR.2-07/13 Proyecto de intersecciones,* Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.
3. *Normativa SCT, M.PRY.CAR.2-08/13 Proyecto de entronques,* Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.
4. *Normativa SCT, M.PRY.CAR.2-05/13 Capacidad Vial,* Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.
5. *NOM-037-SCT2-2012; Barreras de protección en carreteras y vialidades urbanas;* Diario Oficial de la Federación, 14-IX-2012.
6. *Normativa SCT, M.PRY.CAR.2-09/13 Proyecto geométrico de puentes y túneles,* Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.
7. *NOM-008-SCT2-2013; Amortiguadores de impacto en carreteras y vialidades urbanas;* Diario Oficial de la Federación, 1-XI-2013.

C. ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Corresponde a la planta del eje de la carretera, es decir, la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

C.1. TANGENTES

Se llama tangente horizontal a la recta que une dos curvas horizontales consecutivas; principia al final de la curva y termina al empezar la siguiente curva. Se caracterizan por su dirección y longitud. La dirección está determinada por el *azimut* o ángulo, medido hacia la derecha en grados, entre una línea imaginaria norte-sur que pasa al principio de la tangente y la tangente misma. Las prolongaciones, más allá de las curvas que unen, dos tangentes consecutivas, se llaman *subtangentes* y se intersectan en un punto característico del alineamiento, se representa como PI**.** Al ángulo que forma la prolongación de una tangente con respecto a la siguiente, dado por la diferencia de azimuts, se llama ***deflexión***, se representa por Δ. Un punto específico sobre una tangente puede ser característico del alineamiento.

La longitud mínima de una tangente queda definida por la longitud necesaria para hacer una transición conveniente de la sobre elevación y ampliación de las curvas extremas. La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad, pues cuando las

tangentes son muy largas pueden ser causa potencial de accidentes por la somnolencia que producen al conductor al mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o porque favorecen los deslumbramientos durante la noche; por tal razón conviene limitar la longitud de las tangentes a la distancia recorrida en 72 segundos (*0.02 horas*) a la velocidad de proyecto. En su caso, las tangentes de mayor longitud deben sustituirse con tangentes de menor longitud y curvas horizontales de gran radio.

El promedio pesado, respecto a la longitud, de las deflexiones de las tangentes horizontales, medido en grados/km, es un parámetro característico del alineamiento horizontal en su conjunto, al que se le llama ***direccionalidad***. Una carretera es más direccional cuanto menor sea este parámetro. En general, este parámetro depende de la jerarquía de la carretera (ET-*A, B, C, D*) y del tipo de terreno que atraviesa (*plano, lomerío, montañoso).*

C.2. CURVAS

Las curvas horizontales son las que unen tangentes consecutivas del alineamiento horizontal. Sirven para que los vehículos cambien de dirección, de manera que la fuerza centrífuga a que está sujeto sea constante. Por esta razón su forma es circular y pueden ser simples o compuestas y con o sin curvas espirales de transición.

C.2.1. Curvas circulares simples

Es la que une dos tangentes con un arco de círculo de radio constante. Se define por su radio y por la deflexión entre las tangentes que une. De esta manera, el parámetro de control para el dimensionamiento de la curva está dado por el radio. Para una curva específica su radio, R_C, se selecciona de manera que sea el mayor posible dentro de las limitaciones impuestas por las condiciones del terreno, pero no menor a un radio mínimo, dado por la condición de estabilidad al deslizamiento:

$$R_{min} = \frac{V_P^2}{127\,(e_{max} + f_t)}$$

En donde R_{min} es el radio de curva en m, V_P es la velocidad de proyecto, equivalente a la del vehículo, en *km/h*, e_{max} es la sobreelevación máxima de la superficie de rodamiento, en *m/m* y f_t es el coeficiente de fricción lateral, en *kg/kg*. Un parámetro alternativo para caracterizar las curvas horizontales es el *grado de curvatura*, ***G***, que, por tener menor rango de variación, presenta ventajas en el trabajo rutinario de proyecto. Este parámetro se define como el ángulo que subtiende un arco circular de radio ***R*** de veinte metros de longitud; por lo tanto:

$$\frac{G}{360°} = \frac{20}{2\pi R} \Rightarrow G_{MAX} = \frac{1145.92}{R_{min}} = \frac{146000(e_{max} + f_T)}{V_P^2}$$

Si en las expresiones anteriores se consideran la sobre elevación máxima admisible, que en México es de *0.10,* y los valores aceptables de los coeficientes de fricción transversal y se redondean valores, los grados máximos y radios mínimos para cada velocidad de proyecto resultan ser como se ejemplifica en la Tabla II.1

TABLA II.1

V_P	30	40	50	60	70	80	90	100	110
G_{MAX}	60°	30°	17°	11°	7.5°	5.5°	4.25°	3.25°	2.50°
R_{MIN}	19.1m	38.2m	67.41m	104.17m	152.79m	208.35m	269.63m	352.59m	458.37m

Cuando una curva de la carretera se proyecta y construye con el radio mínimo, los conductores no necesariamente circulan a velocidad de proyecto. La Figura II.1 ilustra la velocidad de operación, caracterizada por el percentil 85 de la velocidad de punto, en curvas proyectadas con el radio mínimo en diversas carreteras de la red mexicana de carreteras (*IMT, 2002*). En esta Figura, la línea gruesa corresponde a la línea que se ajusta a datos observados y la línea delgada a la que iguala la velocidad de proyecto con la de operación. Se observa que, para curvas de pequeño radio, la velocidad de operación es mayor que la velocidad de proyecto, situación que se invierte para las curvas de gran radio. Esta gráfica permite construir un modelo para estimar la velocidad de operación (***V_{85}***) a partir del grado de curvatura (***Gc***), lo que resulta útil para los análisis de consistencia. Tal modelo es:

$$V_{85} = (150)\, Gc^{-0.32} = (15.75)\, R^{0.32} \leq 110$$

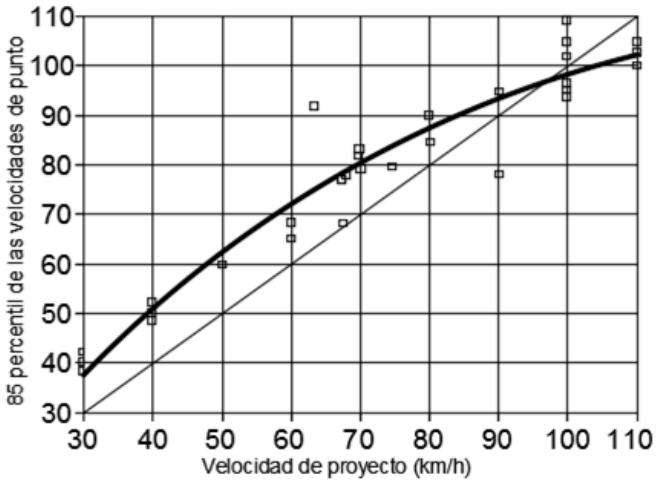


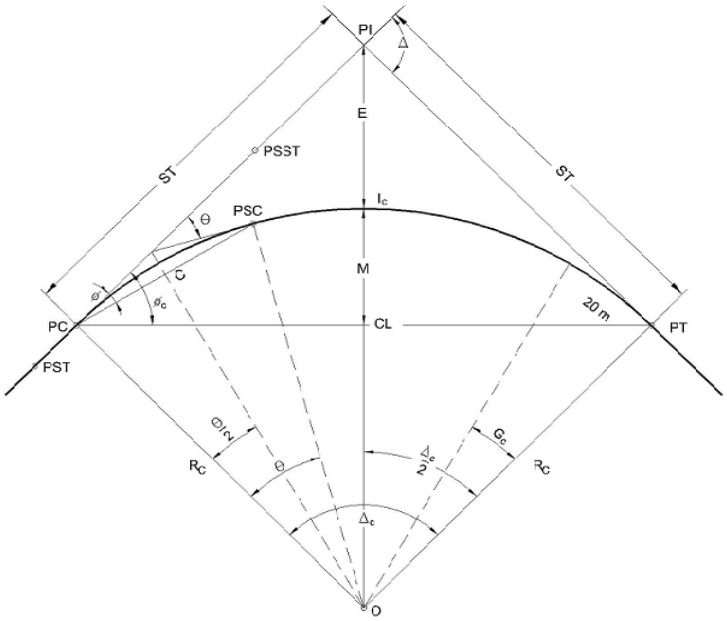
FIGURA II.1. Velocidad de proyecto y operación en curvas

Siempre que resulte práctico, es recomendable proyectar curvas con grados menores al máximo; en cuyo caso, es necesario ajustar el valor de la sobre elevación y del coeficiente de fricción para que las condiciones de estabilidad no se afecten. La manera de hacer este ajuste varía de país a país. Por ejemplo, en Estados Unidos (*AASHTO, 2011*), se utiliza un ajuste de manera que la variación de la sobreelevación respecto al grado sea parabólica y en España (*MOP, 2000*) se recomienda una relación de tipo potencial. En México, tal variación es lineal:

$$e = \frac{e_{max}}{G_{max}}\, G$$

Si bien este procedimiento tiene el mérito de su simplicidad; su desventaja relativa es que supone que los conductores circulan con velocidad uniforme, tanto en tangentes como en curvas, lo que puede no ocurrir en la realidad; especialmente cuando el alineamiento vertical no es plano. Por ello, en pendientes pronunciadas, en donde los *conductores tienden a viajar a velocidades más altas en el descenso puede convenir* ajustar la sobreelevación considerando el grado máximo de la siguiente velocidad de proyecto más alta y aplicarla solo en el descenso si las carreteras son divididas o en ambas; si la carretera es no dividida. La sobreelevación adicional que resulta ayuda a contrarrestar la pérdida de fricción lateral disponible debida a las fuerzas de tracción.

La Figura II.2 ilustra los parámetros de las curvas horizontales simples y las expresiones para determinarlos, a partir de los parámetros básicos (R_C y G_C). Las expresiones que se incluyen se utilizan para el replanteo en campo.



PUNTOS CARACTERÍSTICOS:

PI Punto Intersección Tangentes

PC Punto Comienzo curva

PT Punto Término curva

PST Punto Sobre Tangente

PSST Punto Sobre Sub Tangente

PSC Punto Sobre Curva

O Centro de la curva

FIGURA II.2. Elementos de la curva circular simple

MEDIDAS ANGULARES:

Δ Ángulo de deflexión entre tangentes

Δ_C Ángulo central de curva

G_C Grado de la curva

Ángulo a un PSC: $\theta = \frac{G_C\, l}{20}$

Ángulo a cuerda: $\phi = \frac{\theta}{2}$

Ángulo a cuerda larga: $\phi_c = \frac{G_C\, l_C}{40}$

MEDIDAS LINEALES:

Radio de curva: $R_C = \frac{1146}{G_C}$

Sub Tangente: $ST = R_C \tan \frac{\Delta_c}{2}$

Externa: $E = R_C \left(\sec \frac{\Delta_c}{2} - 1\right)$

Ordenada media: $M = R_C \left(1 - \cos \frac{\Delta_C}{2}\right)$

Cuerda: $C = 2\, R_C \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$

Cuerda larga: $CL = 2R_C \operatorname{sen} \frac{\Delta_c}{2}$

C.2.2. Curvas circulares compuestas

Son las formadas por varios arcos de círculo de radio decreciente, primero, y creciente después. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas. Estas curvas pueden ser útiles en los enlaces para vueltas en intersecciones y entronques cuando la velocidad de proyecto es de 70 km/h o menos; ya que para velocidades mayores resultan imprácticas por el amplio derecho de vía que requieren. En todo caso, deben seguirse los lineamientos correspondientes.

En carreteras abiertas, las curvas compuestas sólo pueden aceptarse excepcionalmente cuando la relación entre grado mayor y menor es 1.5 a 1. Cuando la relación es mayor debe insertarse, entre las dos curvas, un arco circular de radio intermedio o una espiral de transición. La Figura II.3 ilustra las principales características de las curvas circulares compuestas.

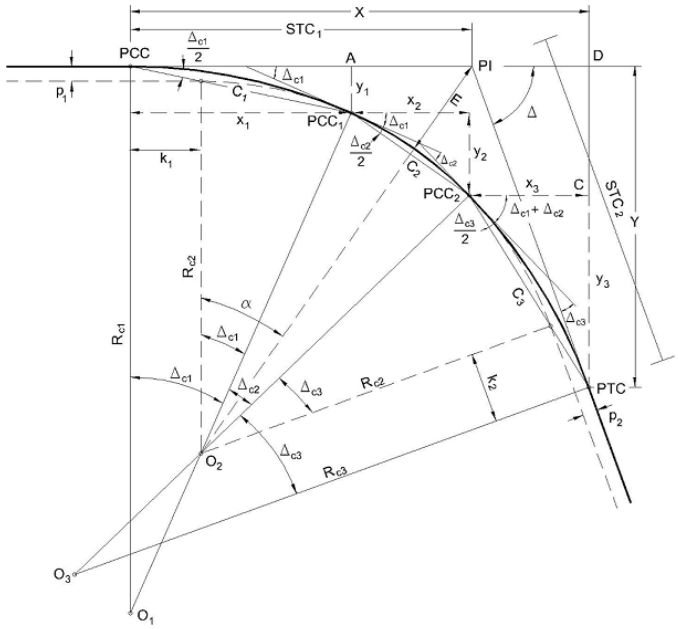


FIGURA II.3. Elementos de la curva circular compuesta

C.2.3. Curvas circulares con espirales de transición

Un vehículo no puede pasar instantáneamente de una recta a una curva circular, pues se requiere tiempo para que el conductor accione el volante. A veces, esto se hace antes de entrar en la curva y al principio de ésta, aprovechando que el ancho de carril es mayor que el del vehículo. Sin embargo, es preferible facilitar la maniobra con el proyecto de una curva de transición, que además de facilitar la conducción, proporcione el espacio longitudinal para desarrollar la sobre elevación y ampliación requeridas.

La *espiral de Euler*, conocida también como *clotoide*, tiene características ideales para usarse como curva de transición, toda vez que su radio aumenta proporcionalmente a su longitud; por lo que su grado varía desde cero, en la tangente hasta el grado de la curva circular. Por lo tanto, la ecuación de la espiral es:

$$R\, l_e = K^2$$

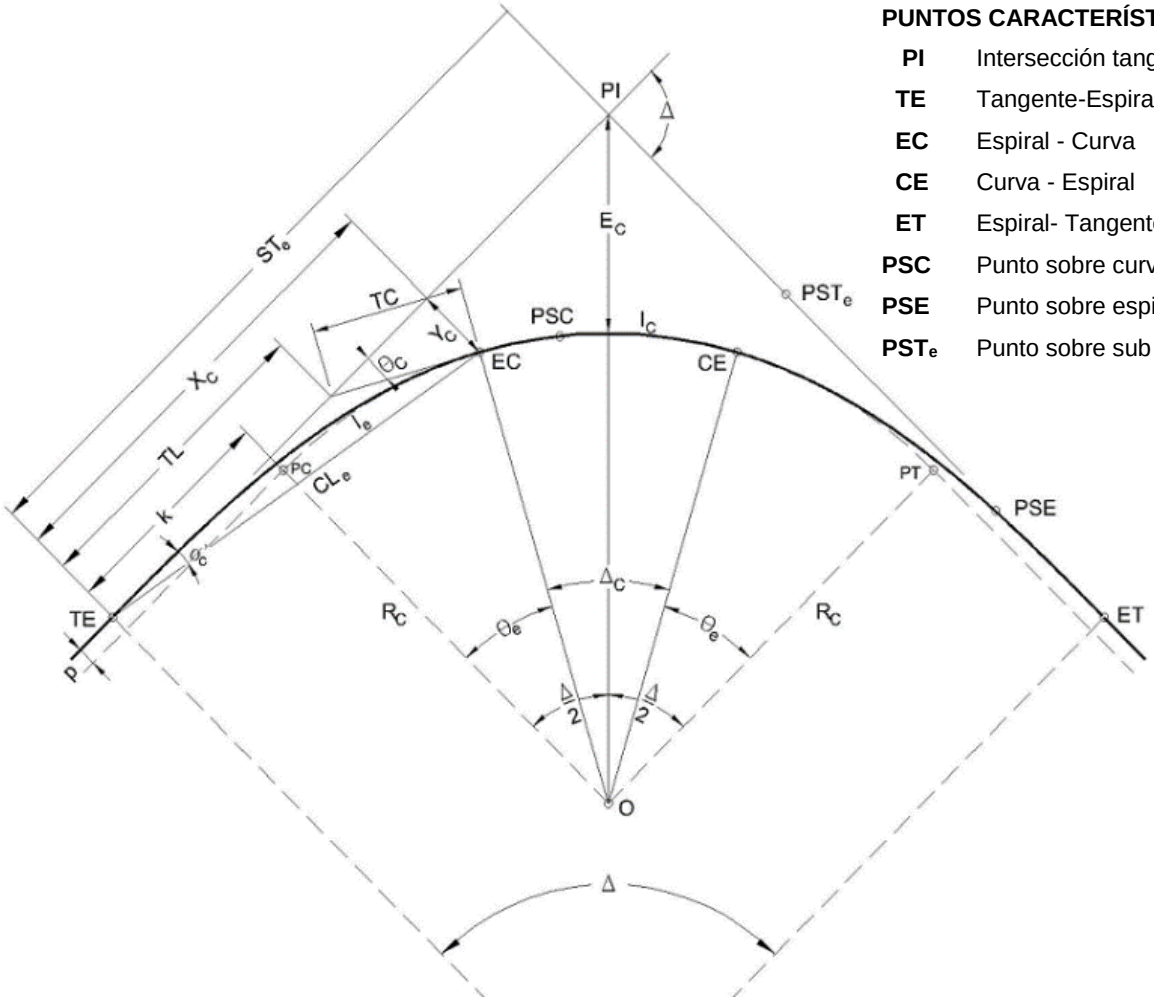
Puesto que el valor de ***R*** al final de la espiral es el radio de la curva, el parámetro de la espiral (***K²***) queda definido por su longitud mínima. Al principio, tal longitud se determinaba con el criterio ferroviario de una variación razonable de la fuerza centrífuga al cambiar de dirección. Sin embargo, con el tiempo se ha considerado más práctico definirla de manera que la sobreelevación se desarrolle de manera segura, cómoda y agradable, toda vez que las transiciones de la sobreelevación y ampliación, cuando existe, se hacen a lo largo de la espiral.

Para altas velocidades de proyecto (*80 km/h* o más), la práctica cotidiana indica que los atributos antes citados se logran si la pendiente longitudinal de la orilla exterior de la carretera comparada con su línea central no excede *0.0050 m/m* para carreteras de dos carriles; aunque para velocidades menores, tal valor puede aumentar hasta *0.0067 m/m*; lo que sugiere cierta dependencia con la velocidad. De esta manera, en México, la longitud mínima de la espiral en m, l_e, se determina a partir de la velocidad de proyecto V_P, en *km/h*, y la sobreelevación de la curva *e*, en *m/m*, con la expresión:

$$l_e = 10\ V_P \quad e \geq 6\ V_P$$

Por congruencia, la longitud para desarrollar la sobreelevación en calzadas con más de dos carriles debe basarse en consideraciones similares. Por lo tanto, las longitudes mínimas para carreteras de cuatro carriles serían el doble y para carreteras de seis carriles, el triple.

Una vez que se definen la longitud de espiral y el grado de la curva circular quedan definidos los demás elementos. La Figura II.4 muestra tales elementos y la Figura II.5 ilustra el procedimiento para replantear en campo la curva circular con espirales de transición.



PUNTOS CARACTERÍSTICOS:

PI	Intersección tangentes
TE	Tangente-Espiral
EC	Espiral - Curva
CE	Curva - Espiral
ET	Espiral- Tangente
PSC	Punto sobre curva circular
PSE	Punto sobre espiral
PST_e	Punto sobre sub tangente

FIGURA 4. Elementos de la curva circular con espirales de transición

MEDIDAS ANGULARES:

Deflexión entre tangentes Δ

Deflexión espiral $\theta_e = \frac{l_e}{2R_C} = \frac{G_C\ l_e}{40}$

Ángulo de la curva circular $\Delta_c = \Delta - 2\theta_e$

Ángulo de CL_e $\phi_c = ang\ tan\ \frac{Y_C}{X_C}$

MEDIDAS LINEALES:

Sub tangente: $ST_e = k + (R_C + p)\ tan\ \frac{\Delta}{2}$

Tangente larga: $TL = X_C - Y_C\ cot\ (\theta_e)$

Tangente corta: $TC = Y_C\ csc\ (\theta_e)$

Cuerda larga espiral: $CL_e = (X_C + Y_C)^{0.5}$

Externa: $E_C = (R_C + p)\ sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - R_C$

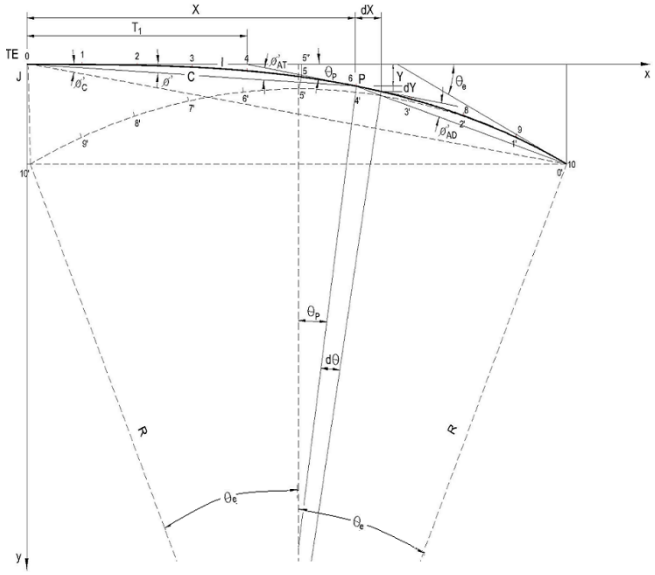
Radio curva circular: $R_C = \frac{1146}{G_C}$

Longitud total curva: $L = l_e + \frac{20\,\Delta}{G_C}$

Coordenadas de *EC* y *PC*:

$$X_C = \frac{l_e}{100}\left(100 - 0.00305\ \theta_e^2\right)\ ;\quad Y_C = \frac{l_e}{100}\left(0.582\ \theta - 0.00001265\ \theta_e^3\right)$$

$$k = X_C - R_C\ sen\ (\theta_e)\quad ;\quad p = Y_C - R_C\ senver\ \theta_e$$



P	Punto cualquiera sobre una espiral
O	Punto de inicio de la espiral
IO	Punto donde termina la espiral
θ_e	Deflexión total de la espiral
θ_P	Deflexión de la espiral en el pinto P
ϕ_C^1	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ϕ^1	Angulo de la cuerda a un punto P
ϕ_{AT}^1	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda anterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud l_{JP}
ϕ_{AD}^1	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda posterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud l_{JP}
l	Longitud de la espiral de origen al puto P
C	Cuerda de la espiral desde el origen al punto P
R_P	Radio de curvatura de la espiral en el punto P
X, Y	Coordenadas del punto P
T_1	Tangente larga al punto P
T_2	Tangente corta al punto P

Sea P es el número de orden del punto en donde se mide ϕ_{AD}^2 Ó ϕ_{AT}^2 J el número de orden del otro extremo de la cuerda y N el número de arcos en que se divide la espiral (diez en la Figura):

$$\phi_{AD}^1 = \left[3P\ (J - P) + (J - P)^2\right]\frac{\theta_e}{3N^2} - Z$$

$$\phi_{AT}^1 = \left[3P\ (J - P) - (J - P)^2\right]\frac{\theta_e}{3N^2} + Z$$

$$Z = 3.1\left(\frac{\theta}{N}\right)^3 + 0.0023\left(\frac{\theta}{N}\right)^5$$

FIGURA II.5. Procedimiento para replantear la curva espiral

C.3. RECOMENDACIONES GENERALES

- Procurar alineamientos tan direccionales como sea posible, evitar curvas de corta longitud y proporcionar suficientes tramos con visibilidad de rebase.

- Evitar, en lo posible, la curvatura máxima correspondiente a la velocidad de proyecto. Intentar usar curvas de gran radio, reservando la curvatura máxima solo para condiciones críticas.

- Consistencia adecuada. La consistencia se analiza con el diferencial de velocidad en pares de curvas consecutivas (*PIARC, 2003*), considerando que la velocidad es uniforme en la curva y al salir de la curva o antes de entrar a ella hay una aceleración/deceleración uniforme (*a)* de *0.85 m/s²*. El procedimiento se realiza en curvas sucesivas, en tres pasos:

1. *Determinación de parámetros*

Velocidad en tangente: $V_T = Min\ [V_{Deseable}, V_{Limite}, V_{A.\ Vertical}, V_{S.\ Transversal}]$

Velocidad en curva 1: $V_{C1} = Min\left[150\ G_1^{-0.32}, V_T\right]$

Velocidad en curva 2: $V_{C2} = Min\left[150\ G_2^{-0.32}, V_T\right]$

Longitud de la tangente: L_T *(medida en planos)*

Longitud de control *CC*: $L_{CC} = \left|V_{C1}^2 - V_{C2}^2\right| / (25.92\ a)$

Longitud de control *CTC*: $L_{CTC} = \left|V_{C1}^2 - V_T^2\right| + \left|V_T^2 - V_{C2}^2\right| / (25.92\ a)$

Velocidad entre curvas: $V_{LT} = \sqrt{\frac{V_{C1}^2 + V_T^2 + 25.92\ a\ L_T}{2}}$

2. *Realizar comparaciones*

$L_T < L_{CC} \Rightarrow \Delta = |V_{C1} - V_{C2}|$

$L_{CC} \leq L_T \leq L_{CTC} \Rightarrow \Delta = |V_{LT} - V_{C1}|\ ;\ \Delta = |V_{LT} - V_{C2}|$

$L_{CTC} < L_T \Rightarrow \Delta = |V_{LT} - V_{C1}|\ ;\ \Delta = |V_{LT} - V_{C2}|$

3. *Calificar la consistencia*

Para carreteras de la red nacional, la consistencia es buena si: ***Δ < 10*** *km/h*; pobre si: ***Δ > 20*** *km/h* aceptable si: ***10 ≤ Δ ≤ 20*** *km/h.* Para las carreteras de las demás redes, los límites anteriores pueden multiplicarse por 1.5

- Evitar usar curvas compuestas con altos grados de curvatura; sin embargo, cuando la topografía o las restricciones en derecho de vía lo hagan necesario, el grado mayor no excederá 1.5 veces el grado menor. En todo caso, es más conveniente utilizar espirales de transición.

- Evitar usar curvas inversas si entre ellas no puede efectuarse la transición de la sobre elevación. De esta manera, la tangente entre ellas puede ser de longitud

nula si tienen espirales de transición o si no tienen espirales, la longitud de la tangente entre ellas debe ser al menos igual a la suma de las longitudes de las transiciones mixtas en tangente. Se llama transición mixta de una curva a la distancia para pasar de la sección transversal en tangente a la sección con sobreelevación total en la curva o viceversa.

- Evitar tangentes cortas entre dos curvas con la misma dirección, excepto donde existan condiciones topográficas o de derecho de vía poco usuales. La razón de lo anterior es que la mayoría de los conductores no espera encontrarse con dos curvas sucesivas de esas características. Su efecto desfavorable sobre el conductor se reduce cuando:

- La longitud de la tangente intermedia de dos curvas con transiciones mixtas, es mayor o igual a 1.7 veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora.

- La longitud de la tangente intermedia entre dos curvas circulares con espirales de transición es mayor o igual a 1.7 veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

- La longitud de la tangente intermedia entre curvas con espiral en una y transición mixta en la otra, es mayor o igual a 1.7 veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la longitud de la espiral.

- Cuando no se cumple lo anterior, las curvas pueden sustituirse por una curva que se ajuste, en lo posible, al trazo original o con otras curvas de mayor grado, pero menores al máximo, para lograr la condición de tangente libre de 1.7 veces la velocidad de proyecto, expresada anteriormente.

- Para evitar una apariencia distorsionada o inconsistente del alineamiento horizontal, éste se proyectará considerando al mismo tiempo, el alineamiento vertical del proyecto.

D. ALINEAMIENTO VERTICAL

Corresponde al perfil de la carretera o proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la sub corona o *línea subrasante*. De la misma manera que el horizontal, el alineamiento vertical está formado por tangentes y curvas.

Si bien la orografía de la zona en donde se aloja la carretera influye en el alineamiento horizontal, su efecto es más evidente en el alineamiento vertical. De esta manera, si en un terreno montañoso, se quisiera conservar la suavidad del alineamiento correspondiente a un terreno plano, se requeriría de grandes cortes y terraplenes o el empleo de túneles y viaductos, con los altos costos que ello implica y que a veces no pueden asumirse. Por lo tanto, a veces es necesario hacer compromisos entre la geometría y la economía; pero garantizando condiciones adecuadas en la seguridad y la protección ambiental. En este apartado, se establecen las características geométricas de los elementos del alineamiento vertical, para facilitar la decisión sobre tales compromisos.

D.1. TANGENTES

Las tangentes del alineamiento vertical, también denominadas *rampas*, son las rectas que unen las curvas verticales y se caracterizan por su longitud y su inclinación o pendiente, medida por la relación entre el desnivel y la distancia entre dos de sus puntos. Al punto de intersección entre dos rampas consecutivas se les designa como PIV y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa con la letra A.

Globalmente, el alineamiento vertical puede caracterizarse por tres parámetros: el promedio pesado, respecto a la longitud de las pendientes ascendentes, el promedio pesado de las pendientes descendentes y la longitud relativa de las pendientes ascendentes; a los que se denomina *ascenso*, *descenso* y *ascenso relativo*, respectivamente. En carreteras de dos carriles también es útil el concepto de *ascenso-descenso*, constituido por la suma de esos dos componentes, que al dividirse por la longitud representa la pendiente media en esta clase de carreteras.

Para la determinación de los parámetros de pendiente y longitud de las rampas es necesario determinar las características operativas de los vehículos de proyecto a partir de los modelos mecanicistas planteados con esos fines. Las Figuras II.6 a II.8 muestran los resultados.

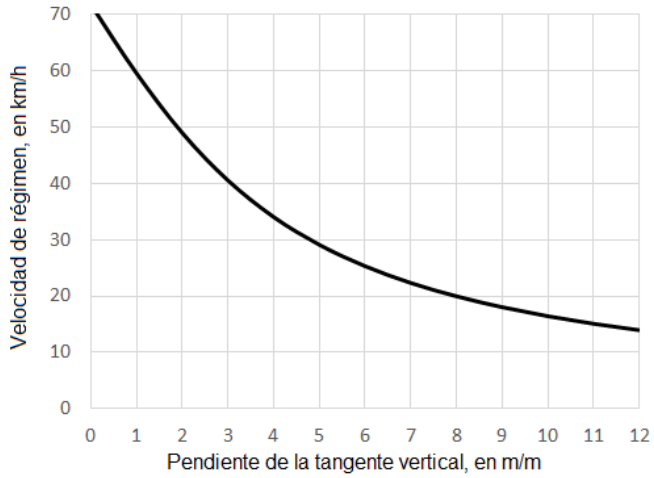


FIGURA II.6. Velocidad de régimen de vehículos de proyecto

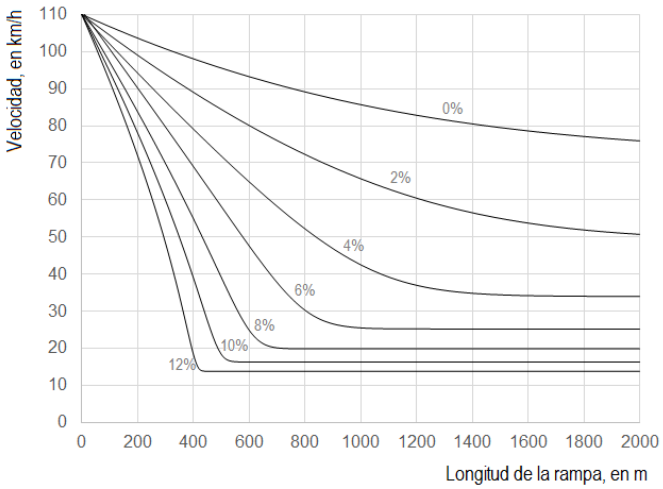


FIGURA II.7. Variación de la velocidad con la longitud de rampas ascendentes

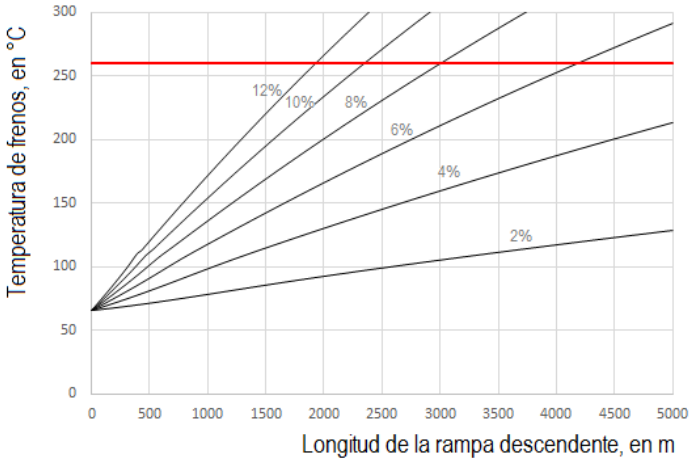


FIGURA II.8. Variación de la temperatura con la longitud de rampas descendentes

La Figura II.8 permite determinar la longitud máxima de la rampa para que la temperatura de frenos no exceda a la crítica de 260°C.

Para los fines de proyecto del alineamiento vertical, es útil definir tres conceptos de pendiente: mínima, máxima y gobernadora.

Pendiente mínima: es la menor pendiente que permite el buen drenaje de la precipitación pluvial. En los cortes puede ser 0.5 por ciento; aunque en ocasiones la longitud de corte y precipitación pluvial hacen necesario aumentarla. En terraplenes puede ser cero, toda vez que el agua escurre a través del bombeo.

Pendiente máxima: es la mayor pendiente que se permite en el proyecto de la carretera. En general, se recomienda de acuerdo con la jerarquía de la carretera; pero se debe usar con tan poca frecuencia como lo permita la configuración orográfica.

Pendiente gobernadora: es la pendiente uniforme con que se pueden unir dos *puntos obligados* de la carretera. Un *punto obligado* es aquel seleccionado por el proyectista, para fines de control, por el que necesariamente tienen que pasar los alineamientos. La línea en planta que resulta del uso de esta pendiente, conocida coloquialmente como *línea a pelo de tierra* es muy útil para definir el alineamiento horizontal en las primeras etapas del proyecto y se selecciona en función de la jerarquía de la red y del tipo de carretera, así como de las características del tránsito y de la configuración del terreno. Su valor óptimo corresponde a la que minimiza el costo total de la carretera, representado por la suma de costos de construcción, de conservación y de operación de los vehículos; pero considerando los atributos de seguridad y protección ambiental.

Las pendientes, gobernadora y máxima, de una carretera deben ser las menores posibles, siempre que sean compatibles con las condiciones orográficas, pero no deben superar los siguientes valores:

Carreteras tipo ET y A

Tipo de Terreno	Pendiente Gobernadora	Pendiente Máxima			
		80 km/h	90 km/h	100 km/h	110 km/h
Plano	2%			5%	4%
Lomerío	3%		5%	5%	
Montañoso	4%	6%	5%		

Carreteras tipo B

Tipo de Terreno	Pendiente Gobernadora	Pendiente Máxima			
		70 km/h	80 km/h	90 km/h	100 km/h
Plano	3%			6%	5%
Lomerío	4%		6%	6%	
Montañoso	5%	7%	6%		

Carreteras tipo C

Tipo de Terreno	Pendiente Gobernadora	Pendiente Máxima				
		50 km/h	60 km/h	70 km/h	80 km/h	90 km/h
Plano	4%				6%	6%
Lomerío	5%		7%	7%	6%	
Montañoso	6%	8%	7%			

Carreteras tipo D

Tipo de Terreno	Pendiente Gobernadora	Pendiente Máxima			
		40 km/h	50 km/h	60 km/h	70 km/h
Plano	6%			8%	7%
Lomerío	7%		8%	8%	
Montañoso	8%	9%	8%		

Aunque la mayor parte del tránsito, normalmente constituido por automóviles, pueden ascender en rampas con pendientes hasta del 5% sin pérdida apreciable de velocidad; la velocidad de los camiones puede reducirse drásticamente a medida que asciende, causando interferencias en los demás vehículos, lo que además de ineficiencias, deteriora la seguridad y la economía. Por lo tanto, además de la pendiente, se requiere limitar su longitud para que no exceda la ***longitud crítica*** que es la máxima sobre la cual un camión cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido. Cuando la configuración orográfica no permite limitar la longitud de las rampas, las condiciones de operación y de seguridad se mejoran si se incorporan carriles adicionales para el ascenso o rampas de frenado en el descenso; siempre que sean rentables.

Un criterio para determinar la longitud crítica de una rampa es la reducción de velocidad hasta del 25% respecto a la de entrada, que corresponde a la velocidad de operación corregida hasta en 20% en más o en menos, según la rampa esté precedida de un tramo en ascenso o en descenso. De esta manera la longitud crítica podrá determinarse de la Figura II.7. Este criterio no es una regla estricta sino una guía.

Por ejemplo, suponga que en una carretera con velocidad de proyecto de $70\ km/h$ se requiere usar una pendiente del 4%. En condiciones medias, de acuerdo con la Figura II.7, se pueden esperar velocidades de operación de $80\ km/h$, por lo que una reducción del 25% significaría llegar a los $60\ km/h$ y de acuerdo con la Figura II.7, esto ocurre en 290 m, que es la longitud crítica para esa rampa. Tal longitud es aproximadamente la misma si la velocidad de entrada no se modifica mucho, aunque tiende a ser mayor conforme la velocidad de salida se acerca a la velocidad de régimen, en este caso $34\ km/h$. Si por algún motivo, la velocidad de entrada cae hasta los $45\ km/h$, la rampa con pendiente de 4% podría sostenerse indefinidamente.

D.2. CARRILES DE ASCENSO

D.2.1. En carreteras de dos carriles

Consta de uno o más carriles auxiliares que se añaden a la sección transversal convencional de las carreteras de dos carriles para alojar a los vehículos que se mueven lentamente en el ascenso y facilitar el flujo de los vehículos más rápidos, en rampas ascendentes con longitudes mayores que las críticas o rampas con pendientes sostenidas. Además de incrementar la eficiencia en la operación del tránsito y de reducir sustancialmente los sobrecostos de operación, los carriles de ascenso contribuyen a mejorar la seguridad, puesto que se elimina, en gran medida, el efecto de las demoras de los automóviles por efecto de los camiones.

Cuando hay carriles de ascenso en ambas direcciones, los de una dirección se diseñan con independencia de la otra, por lo que pueden o no traslaparse según las condiciones de los alineamientos. Algunos criterios para considerar la pertinencia de los carriles de ascenso en carreteras de dos carriles, son:

- Se justifican cuando se cumplen los siguientes tres criterios:
  - El flujo vehicular horario en ascenso superior a 200 por hora,
  - El flujo horario de camiones en ascenso superior a 20,
  - Se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:
    * Pendiente ascendente de longitud mayor a la crítica,
    * Rampa con pendiente sostenida de 4% o más,
    * Nivel de servicio E o menor o reducción de dos o más niveles de servicio respecto al segmento de aproximación.
- Se ubican en sitios donde no es posible realizar maniobras de rebase, por no tener la distancia de visibilidad de rebase necesaria.
- El inicio de los carriles de ascenso coincide con el punto donde termina la longitud crítica de la pendiente ascendente y su terminación con el punto donde termina la curva vertical en cresta (PTV). Es conveniente que el inicio y terminación del carril se ubiquen donde no existan obstrucciones de visibilidad.
- El carril de ascenso se ubica en sitios donde se minimicen los costos de movimientos de tierras derivados de la construcción de las ampliaciones, no existan intersecciones o cruces de poblaciones a lo largo de su desarrollo y donde se tenga buena visibilidad tanto al inicio como al final.
- La longitud mínima del carril de ascenso será la correspondiente a la recorrida en 20 segundos a la velocidad de proyecto, o 300 m.
- El ancho mínimo de carril de ascenso es de 3.50 m. El acotamiento aledaño al carril de ascenso será igual al acotamiento de la sección transversal de la carretera.

- Para inducir la convergencia y divergencia de los vehículos y de minimizar los conflictos de tránsito, se proyectarán transiciones antes del punto de inicio y después del punto de terminación del carril de ascenso de ciento veinticinco (125) metros de longitud, cada una.
- Donde se requieran rebases en los dos sentidos, se analizará la conveniencia de construir una sección de cuatro carriles o más.

D.2.2. En carreteras de cuatro o más carriles

En estas carreteras no existe el problema de rebasar a otros vehículos utilizando el carril que ocupa el tránsito en dirección opuesta, como es el caso de carreteras de dos carriles. La insuficiencia en distancias de visibilidad de rebase es asimismo de menor importancia debido a que las maniobras de rebase pueden hacerse en carriles adyacentes con el mismo sentido de circulación.

Como las carreteras se proyectan normalmente para satisfacer la demanda que se presentará en 30 años, es poco probable que se requieran carriles de ascenso antes de que se cumpla ese plazo. Sin embargo, es frecuente que se presenten problemas de capacidad en ciertas pendientes críticas como consecuencia de incrementos imprevistos en la cantidad de vehículos de carga que utilizan la vía. Estos problemas pueden llegar a ser significativos, desde el punto de vista económico, cuando las autopistas o carreteras divididas forman parte de corredores importantes de transporte.

En general, los carriles de ascenso se considerarán cuando el volumen de tránsito en el ascenso sea mayor que el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio D. En cualquier caso la justificación de carriles de ascenso en carreteras de dos o más carriles por sentido se basará en un análisis de capacidad y niveles de servicio y en un análisis económico que involucre los costos de construcción y los costos de operación del transporte y de accidentalidad. Se analizará su conveniencia en pendientes sostenidas de más de 4%.

D.3. RAMPAS DE EMERGENCIA PARA FRENADO

Cuando por condiciones orográficas se proyectan rampas descendentes largas o con fuertes pendientes, es deseable considerar la incorporación de rampas de emergencia para frenado que permitan segregar de la corriente de tránsito a los vehículos que quedan fuera de control, por sobrecalentamiento, falla de frenos o fallas mecánicas, deteniéndolos con seguridad en lugares apropiados localizados fuera de la carretera. Tales lugares son conocidos como *rampas de frenado*.

Para detener al vehículo en las rampas se utilizan los mismos principios de la dinámica de los vehículos establecidos en el modelo mecanicista de la dinámica del vehículo; solo que la fuerza disponible para decelerar está constituida solamente por la inercia en pendiente y la resistencia al rodamiento por fricción, despreciando la resistencia por aire. Del modelo planteado, se tendrá:

$$-F_D\, d = -\,(W\, p + W\, f)\, d = \frac{-W\ V_0}{2\, g}$$

Si se sustituye el valor de ***g*** por su valor (*9.81 m/s²*) y se expresa en *km/h* a la velocidad de entrada; la distancia requerida para detener al vehículo, ***d*** , en *m*, dependerá del coeficiente de fricción del material (***f***) **,** de la pendiente (***p)*** en *m/m* y de la velocidad de entrada (V_0) en *km//h* :

$$d = \frac{V_0^2}{254\ (p + f)}$$

Por su pendiente, las rampas pueden ser a nivel (***p=0***) ascendentes (***p>0***) o descendentes (***p<0***) y por la disposición del material de fricción pueden ser de *montículo*, de *cama* o combinadas. Los valores de los coeficientes de fricción para fines de las rampas de frenado los valores se muestran en la Tabla II.2 de este Manual.

TABLA II.2 Coeficiente de fricción de materiales

Material	f
Gravilla Suelta	0.25
Arena Suelta	0.15
Grava Suelta	0.1
Agregado Triturado Suelto	0.05
Tierra Arenosa Suelta	0.037
Grava Compacta	0.015
Concreto Asfáltico	0.012
Concreto de Cemento Portland	0.01

Las rampas con montículo de arena suelta y seca tienen usualmente una longitud no mayor de 120 m. La influencia de la gravedad depende de la pendiente que tenga el montículo de arena. La resistencia al rodamiento es proporcionada 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. En el caso de rampas descendentes la fuerza gravitacional actúa en la dirección en que se mueve el vehículo. El incremento de resistencia al rodamiento es proporcionado por la arena suelta.

En rampas ascendentes, la cama de arena y el efecto de gravedad reducen la longitud necesaria. El material suelto, al incrementar la resistencia al rodamiento sirve para detener al vehículo.

Las rampas de frenado se proyectan para velocidades mínimas de entrada de *120 km/h* y de preferencia para *140 km/h*. Para que la rampa sea efectiva, será capaz de detener al vehículo más grande que se estime pueda llegar a utilizar la rampa; que generalmente será un *T3S2R4*, caracterizado por el vehículo de proyecto TS. El proyecto de una rampa de escape implica la consideración de los siguientes factores:

- Para que el vehículo se detenga con seguridad, la longitud de la rampa debe ser suficiente para disipar la energía cinética.

- El ancho de la rampa debe ser tal que acomode a más de un vehículo. Un ancho de 8 m y de ser posible 12 m es apropiado para alojar a dos o más vehículos fuera de control.

- El material de la cama debe estar limpio, ser difícil de compactar y tener un coeficiente alto de resistencia al rodamiento. Si se utiliza agregado pétreo debe ser redondo, predominantemente de un solo tamaño y libre de finos.

- La cama se construirá con un espesor mínimo de 30 cm o hasta 90 cm. Para ayudar a que la deceleración del vehículo sea suave se proporcionará una transición de 30 m a la entrada de la rampa, iniciando con 8 cm de profundidad y terminando con la profundidad total.

- El pavimento de la carretera se extenderá al menos la longitud del vehículo, antes de la cama de frenado.

- El acceso a la rampa debe ser obvio para los conductores. Para ello, se instalará un señalamiento adecuado con 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 conveniente proporcionar una calle de servicio adyacente a la rampa con una anchura de cuando menos 3 m para que los vehículos de mantenimiento puedan maniobrar con facilidad.

- Se deben localizar anclas adyacentes a la cama de retención espaciadas a cada 30 m, con el fin de asegurar el equipo para retirar a los vehículos averiados.

- La rampa de frenado debe ubicarse en tangente o en curvas muy suaves, con objeto de evitar problemas de control del vehículo a los conductores.

D.4. CURVAS VERTICALES

Las curvas verticales tienen como propósito enlazar dos tangentes del alineamiento vertical, de manera que la componente de la aceleración centrífuga sea uniforme; lo que determina que su forma sea parabólica. Las curvas pueden ser en cresta si son convexas o en columpio si son cóncavas.

Dada su forma, las curvas verticales están definidas por las pendientes de las tangentes que enlazan y su longitud. Luego, como las pendientes están definidas por el alineamiento vertical, las curvas verticales quedan definidas sólo por su longitud. El parámetro característico se designa por *K* que es la relación de la longitud de curva (*L*), en m, entre la diferencia algebraica de las pendientes de entrada y salida ($A=p_1-p_2$). La Figura II.9 muestra los principales elementos de las curvas verticales. Con estos elementos es posible calcularlas y replantearlas.

El criterio principal para determinar la longitud de las curvas verticales es la seguridad. Su longitud debe ser tal, que siempre se tenga, al menos, la distancia de visibilidad de parada correspondiente a la velocidad de proyecto. Siempre que sea práctico, se usarán distancias de visibilidad mayores que las mínimas de parada, como la de rebase o la de decisión.

Para proporcionar un nivel adecuado de comodidad para los usuarios, es necesario que el cambio de pendiente se mantenga dentro de límites tolerables. Esta consideración es más importante en curvas verticales en columpio donde las fuerzas gravitacional y centrífuga actúan en la misma dirección. La apariencia es otro elemento importante a considerar. Una curva larga tiene mejor apariencia que una curva corta, que da la impresión de un quiebre brusco de la carretera.

El drenaje del pavimento en curvas verticales con guarniciones requiere que las pendientes no sean inferiores a 0.3% a 15 m del punto más alto o más bajo, que implica una *K* máxima de 50.adelante

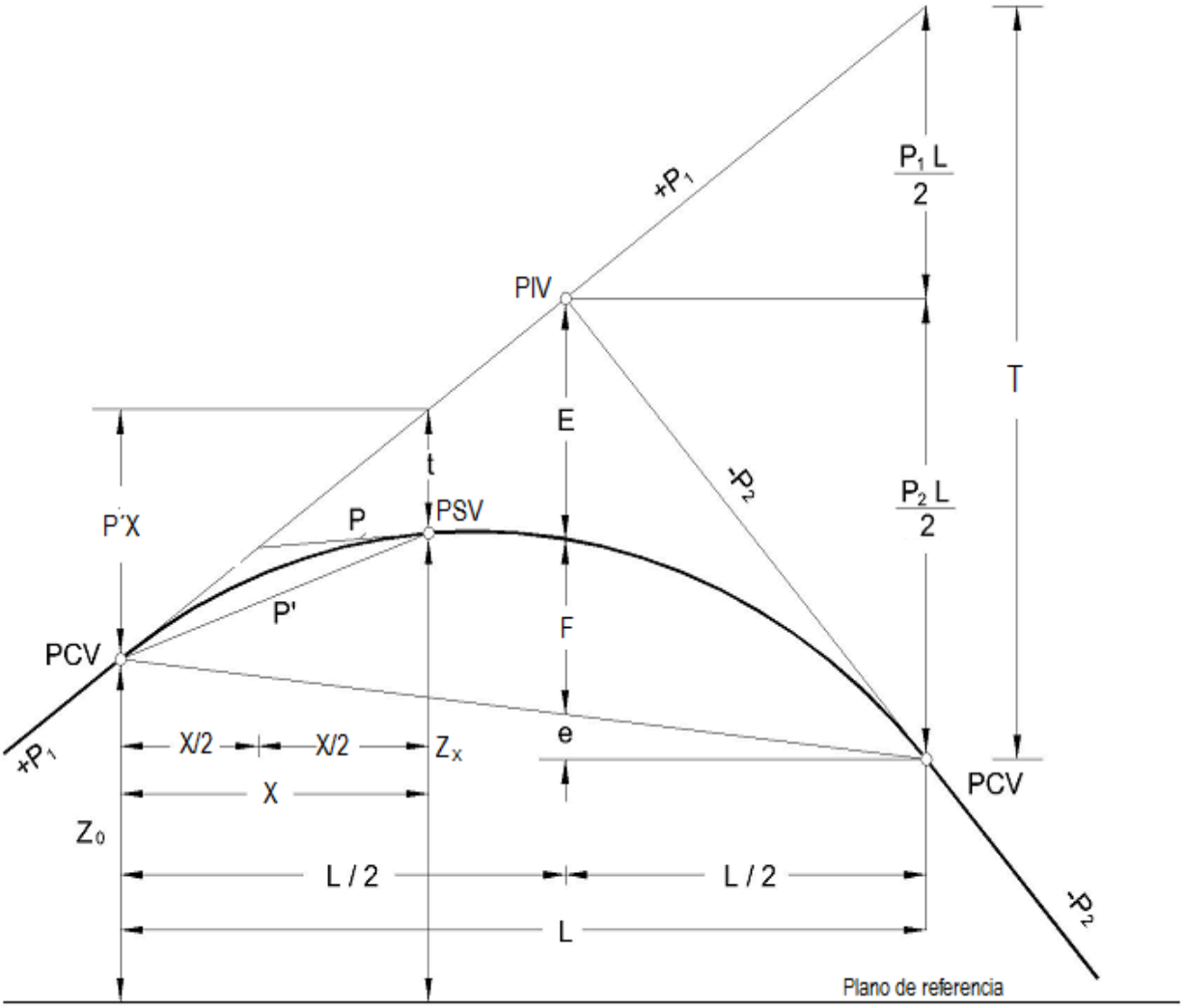


FIGURA II.9. Elementos de la curva vertical

PUNTOS CARACTERÍSTICOS:

PIV Intersección tangentes verticales

PCV Comienzo curva

PTV Terminación curva

PSV Punto sobre curva vertical

PARÁMETROS:

P_1 Pendiente de entrada

P_2 Pendiente de salida

A Diferencia de pendientes $A=P_1 - (-P_2)$

L Longitud de curva

K Variación de longitud $K=L/A$

ELEMENTOS DE LA CURVA VERTICAL:

X Distancia del PCV a un PSV

Z_0 Elevación del PCV

P Pendiente en un PSV $P = P_1 - A\left(\frac{X}{L}\right)$

p' Pendiente cuerda a PSV $P' = \frac{1}{2}(P_1 + P)$

E Externa $E = \frac{AL}{8}$

F Flecha $F = E$

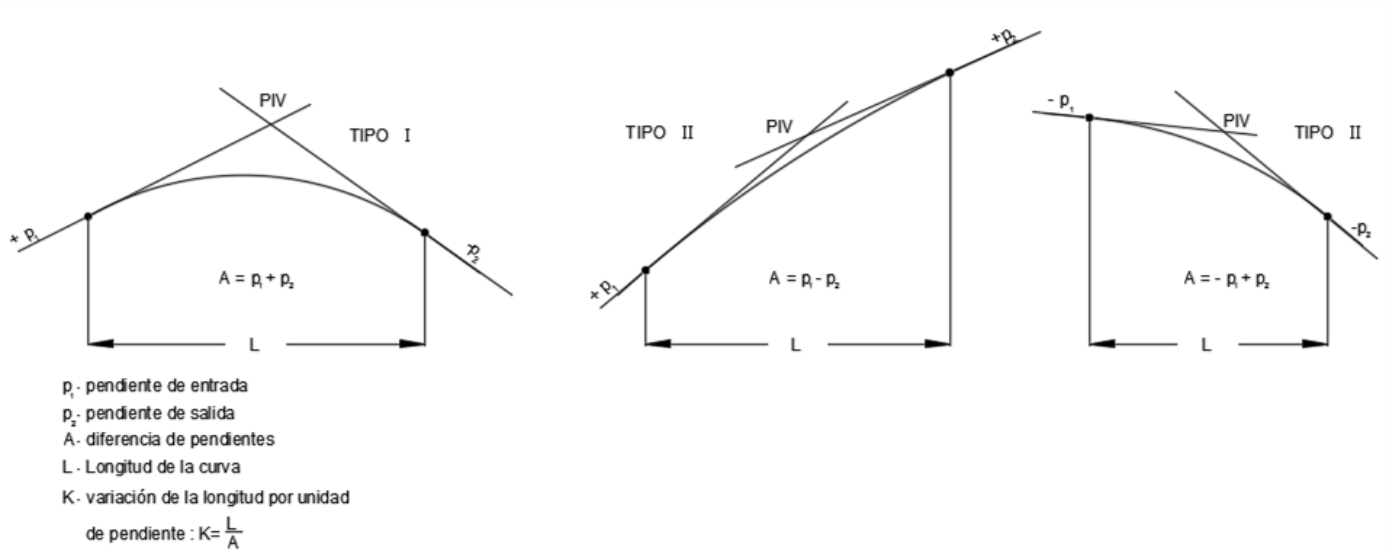
t Desviación a un PSV $t = \frac{AX^2}{2L}$; $T = \frac{AL}{2}$

Z_X Elevación de un PSV $Z_x = Z_0 + \left(p_1 - \frac{AX}{2L}\right)X$

D.4.1 Longitud mínima de curvas en cresta

La longitud mínima de estas curvas se determina con base en la distancia de visibilidad, lo que también resulta satisfactorio desde el punto de vista de seguridad, confort y apariencia.

Si se llama ***S*** a la distancia de visibilidad, en m, ***H*** a la altura del ojo del conductor (*1.08 m*), ***h*** a la altura del objeto (*0.60 m*) y, ***A*** es la diferencia algebraica de pendientes, en *m/m*; y ***L*** la longitud mínima de la curva***,*** en *m*, la Figura II.10 ilustra la manera de determinar la longitud mínima.



p_1 - pendiente de entrada
p_2 - pendiente de salida
A - diferencia de pendientes
L - Longitud de la curva
K - variación de la longitud por unidad de pendiente : $K = \frac{L}{A}$

FIGURA II.10. Longitud mínima de curvas verticales en cresta

Por lo general, los valores de proyecto para curvas verticales en cresta son las que se determinan para la distancia de visibilidad de parada; aunque las expresiones pueden ser válidas para distancia de visibilidad de rebase, excepto que la altura del objeto será ahora: ***h=1.08 m***, por lo que la longitud mínima será mayor. Sin embargo, por lo general no es práctico proyectar curvas verticales en cresta para distancia de visibilidad de rebase, debido a los altos costos involucrados y a la dificultad de ajustar al terreno longitudes tan largas de las curvas, particularmente en caminos de alta velocidad. Las distancia de visibilidad de rebase en curvas verticales puede ser factible en carreteras donde existan combinaciones poco frecuentes de velocidades de proyecto bajas y pendientes suaves. Ordinariamente la distancia de visibilidad de rebase se proporciona en lugares donde la combinación de los alineamientos horizontal y vertical no requiere el uso de curvas verticales en cresta.

D.4.2 Longitud mínima de curvas en columpio

Se reconocen cuando menos cuatro criterios para establecer las longitudes de curvas verticales en columpio: a) distancia de visibilidad proporcionada por los faros del vehículo, b) comodidad del conductor, c) control del drenaje y d) reglas prácticas asociadas con la apariencia.

La distancia de visibilidad que proporciona la luz de los faros es la práctica usual y constituye la base para determinar la longitud cuando un vehículo recorre la curva vertical en columpio durante la noche. La zona iluminada delante del vehículo depende de la posición de los faros y de la dirección del rayo de luz que éstos emiten. En general, se usa una altura de faros, ***H,*** de *0.60 m* y un ángulo de divergencia del rayo de luz a partir del eje longitudinal del vehículo de un grado, por lo que su pendiente es 0.*01746*. La dispersión del haz proporciona visibilidad adicional pero en general se ignora. Cuando sobre la curva hay un paso superior (PIV según la carretera por la que se transita), la altura ***C*** rige la longitud de la curva. La Figura II.11 ilustra la determinación de la longitud mínima.

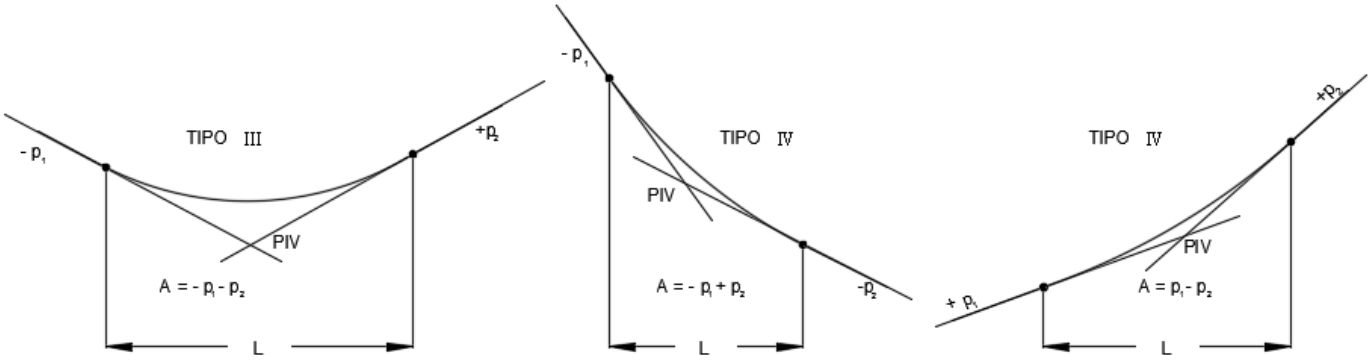


FIGURA II.11. Longitud mínima de curvas verticales en columpio

Como medida general de seguridad, las curvas verticales en columpio deben ser suficientemente largas para que la distancia que ilumina el rayo de luz, sea igual a la distancia de visibilidad de parada. De acuerdo con lo anterior es conveniente utilizar la distancia de parada, como valor de ***S***, en las fórmulas anteriores.

El efecto que tiene el cambio de dirección vertical en el confort, es mayor en curvas verticales en columpio que en curvas verticales es cresta, debido a que las fuerzas gravitacional y centrífuga se combinan. Se ha concluido que este criterio se satisface si la fuerza centrífuga de aceleración no excede *0.30 m/seg²*; que equivale a $K < V^2/395$, por lo que queda cubierto con el criterio del haz de luz.

En carreteras que no puedan drenarse lateralmente, es necesario dar una pendiente no menor que 0.3% a 15 m del ápice de la curva. Finalmente, un criterio empírico por apariencia indica que la longitud de la curva, en *m*, no debe ser menor a *0.6* de la velocidad de proyecto, en *km/h*.

De las expresiones antes determinadas, se observa que las longitudes de curva determinadas para ***S < L*** son mayores que para *S>L*, por lo que la primera condición se considera para fines de diseño. Por lo tanto, el parámetro de diseño de las curvas verticales, ***K = L/A*** (*L* en *m* y *A* en *%*), se determina a partir de la distancia de visibilidad de parada, ***S***, en *m*, como sigue:

Curvas en cresta: $K = \frac{S^2}{658}$

Curvas en columpio: $K = \frac{S^2}{120 + 3.5\,S}$

Bajo una estructura: $K = \frac{S^2}{2400}$

Si la carretera no pueda drenarse lateralmente debe verificarse que: $K \leq 50$ y siempre debe satisfacerse que: $L \geq 0.6\ V_P$

La longitud determinada con los criterios anteriores, conviene redondear hacia arriba a los veinte metros, lo que facilita el replanteo en campo, utilizando los elementos dados en la Figura II.9.

D.5. RECOMENDACIONES GENERALES

Además de las específicas mencionadas, conviene considerar en el proyecto las siguientes recomendaciones generales:

- Siempre serán preferibles los perfiles suaves con cambios graduales, de acuerdo con el camino de que se trate y con el carácter del terreno donde éste se aloje, en lugar de perfiles con numerosos quiebres y curvas verticales cortas. La manera en que se acomodan las pendientes máximas y las longitudes críticas en el desarrollo del alineamiento determinan la calidad y apariencia del proyecto.

- Se evitarán perfiles que contengan secuencias de curva en columpio seguida de curva en cresta (tipo “montaña rusa” o “depresiones ocultas”). Esto ocurre normalmente en alineamientos relativamente rectos donde el perfil del camino coincide con el terreno natural. Aparte de ser poco agradables estéticamente, implican mayor dificultad para los conductores. Los alineamientos con depresiones propician que las maniobras de rebase sean problemáticas ya que los conductores se desconciertan al no saber con certeza si vienen vehículos en sentido opuesto, detrás de la cresta. Estos perfiles pueden evitarse con el uso de curvas horizontales o con pendientes más suaves.

- Aquellos perfiles con ondulaciones, desarrollados en grandes longitudes, que permiten aprovechar el impulso de los vehículos en descenso, serán evaluados por su efecto en la operación del tránsito. Tales perfiles permiten que los camiones pesados operen a velocidades más altas que en pendientes ascendentes que no son precedidas por una pendiente descendente. Sin embargo, pueden alentar velocidades excesivas de los camiones que afectarían al resto del tránsito.

- Aquellos perfiles con dos curvas verticales en la misma dirección, separadas por una tangente corta, generalmente deben evitarse, a menos que sean indispensables operativamente para la velocidad de proyecto.

- En lugar de una sola pendiente de longitud mayor a la crítica (pendiente sostenida), que puede ser ligeramente inferior a la máxima permisible, es preferible introducir segmentos de pendiente más suave.

- Cuando existan intersecciones a nivel en un tramo de camino con pendientes moderadas o altas, es deseable reducir la pendiente en la zona de la intersección para facilitar los movimientos de vuelta y reducir peligros potenciales.

- Evitar curvas verticales en columpio localizadas en cortes, a menos que pueda proporcionarse un drenaje adecuado.

E. COMBINACIÓN DE ALINEAMIENTOS HORIZONTAL-VERTICAL

El análisis de los alineamientos horizontal y vertical en forma aislada o combinada debe hacerse de manera cuidadosa, puesto que es muy difícil y costoso corregir deficiencias una vez que la carretera se ha construido. Las alternativas de alineamiento deben ponderarse de acuerdo con los atributos deseables durante el horizonte de proyecto de la carretera.

Los alineamientos, horizontal y vertical, no deben proyectarse de manera independiente, ya que son geométrica y funcionalmente complementarios. La excelencia en el diseño en la combinación de ambos, incrementa la eficiencia, seguridad y apariencia de la carretera, sin costo adicional.

La velocidad de proyecto reviste gran importancia para mantener a todos los elementos del proyecto en un justo balance. La velocidad de proyecto determina los límites de los valores mínimos de elementos como la curvatura y la distancia de visibilidad y tiene influencia sobre muchos otros como la anchura, distancias libres horizontales y verticales y pendientes máximas.

La combinación apropiada del alineamiento horizontal y vertical se logra mediante un estudio cuidadoso, considerando lo siguiente:

- La curvatura y las pendientes guardarán un balance apropiado. Los alineamientos en tangente o con curvas de gran radio, logrados a expensas de tramos con pendientes pronunciadas o muy largas y curvas de radio pequeño, son proyectos pobres. Es mejor y más lógico, el que ofrece la mayor seguridad, capacidad y uniformidad de operación. Una apariencia agradable, dentro de las limitaciones impuestas por la topografía del terreno, es un compromiso entre ambos extremos.

- La curvatura vertical, superpuesta a la curvatura horizontal, o viceversa, conduce generalmente a una obra más agradable, pero se analizará siempre su efecto en el tránsito.

- No deben introducirse curvas horizontales de radio pequeño cerca o en la parte más alta de una curva vertical en cresta. Esta condición es indeseable ya que el conductor no puede percibir el cambio horizontal del alineamiento, especialmente en la noche cuando la luz de los faros del vehículo apunta directamente al espacio. Esta dificultad se evita si la curva horizontal se coloca delante de la vertical (la curva horizontal se hace más larga que la vertical). Se pueden lograr también proyectos adecuados usando velocidades de proyecto mayores que la mínima.

- Relacionado con el punto anterior, no conviene introducir curvas horizontales cerradas cerca o en el punto más bajo de una curva vertical en columpio, porque resulta una apariencia distorsionada y desagradable, además de que la operación de los vehículos puede ser errática, especialmente en la noche.

- En carreteras de dos carriles la necesidad de tramos frecuentes con distancia de visibilidad de rebase en un porcentaje apreciable de la longitud de la carretera, generalmente sobrepasa lo deseable, al hacer la combinación de alineamientos. En estos casos, es necesario procurar la incorporación de tramos largos en tangente con distancia de visibilidad suficiente.

- En intersecciones donde la distancia de visibilidad de ambos caminos es importante, la curvatura horizontal y el perfil se proyectarán tan planos como sea posible.

- En carreteras divididas, la variación de la anchura de la faja separadora central y el uso de perfiles y alineamientos horizontales separados, conlleva las ventajas del proyecto y de la operación de caminos de un solo sentido.

- En zonas residenciales el alineamiento se proyectará para minimizar los factores que causan molestias al vecindario. Una obra inferior generalmente causa menos molestia y es menos visible para los residentes.

- El alineamiento se proyectará para realizar vistas escénicas atractivas, paisajes de carácter natural como ríos o formaciones rocosas y obras de especial significación realizadas por el hombre como monumentos, edificios sobresalientes, parques, entre otros.

F. SECCIÓN TRANSVERSAL

Es la proyección de la carretera sobre un plano vertical normal al alineamiento horizontal. De acuerdo con la posición del alineamiento vertical con relación al terreno natural, hay tres tipos de sección: en corte, en terraplén o en balcón, la cual tiene una parte en corte y otra parte en terraplén, que puede llegar a ser nula.

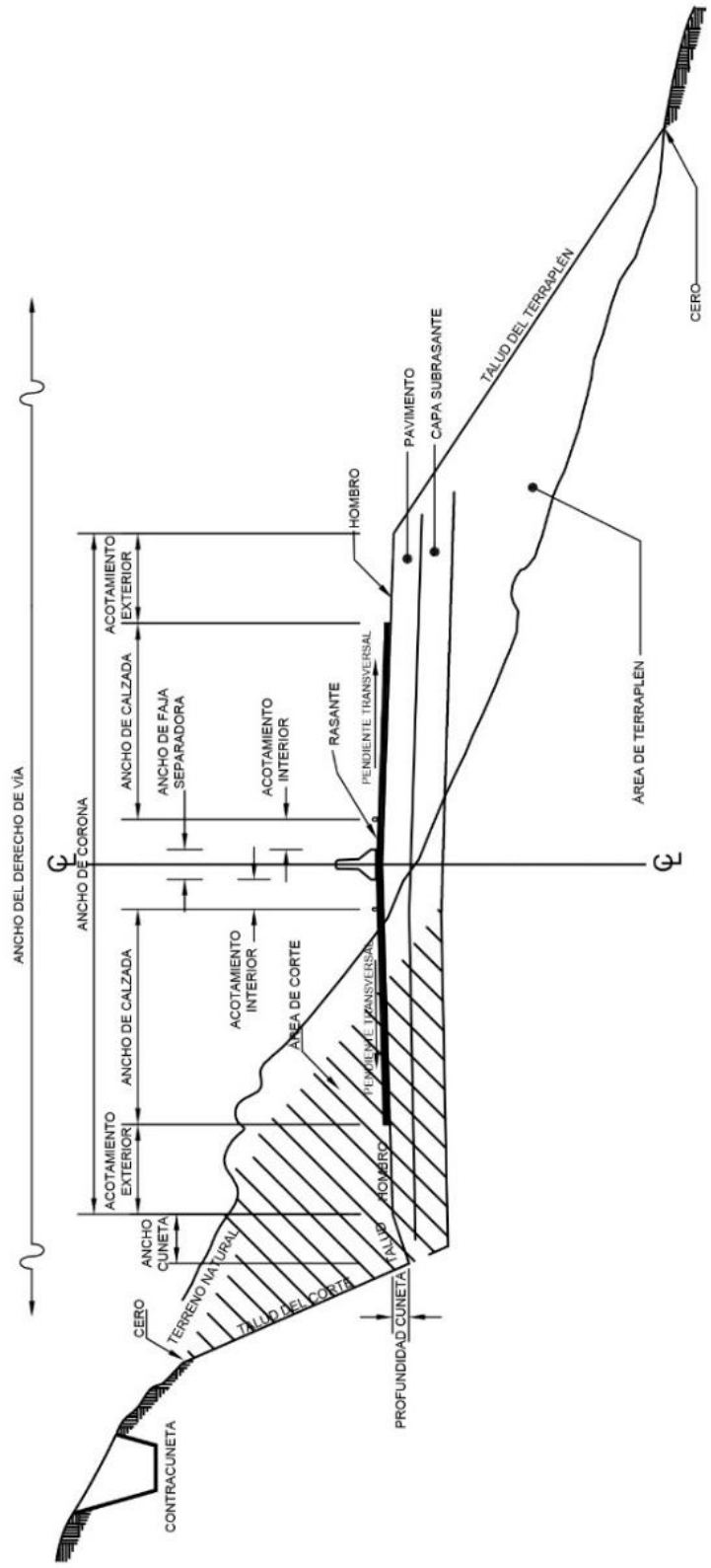
Las secciones se proyectan a cada veinte metros, puntos intermedios de quiebre de terreno incluyendo inicio y final de las curvas del alineamiento horizontal porque se usan tanto para calcular los movimientos de tierras, como para especificar el proyecto constructivo. En este capítulo sólo se abordarán con detalle aquellos elementos de la sección transversal que tienen un efecto relevante en el proyecto geométrico, en especial los elementos visibles de la corona. Si procede, los demás elementos se describirán brevemente.

La importancia de los elementos visibles de la sección transversal se debe a que sus características modulan las expectativas del conductor sobre la jerarquía de la carretera e incide en la elección de su velocidad deseada. Si los alineamientos de la carretera no están acordes con esa velocidad, la causa de la mayor parte de los frecuentes accidentes será por *exceso de velocidad* o *velocidad inmoderada*.

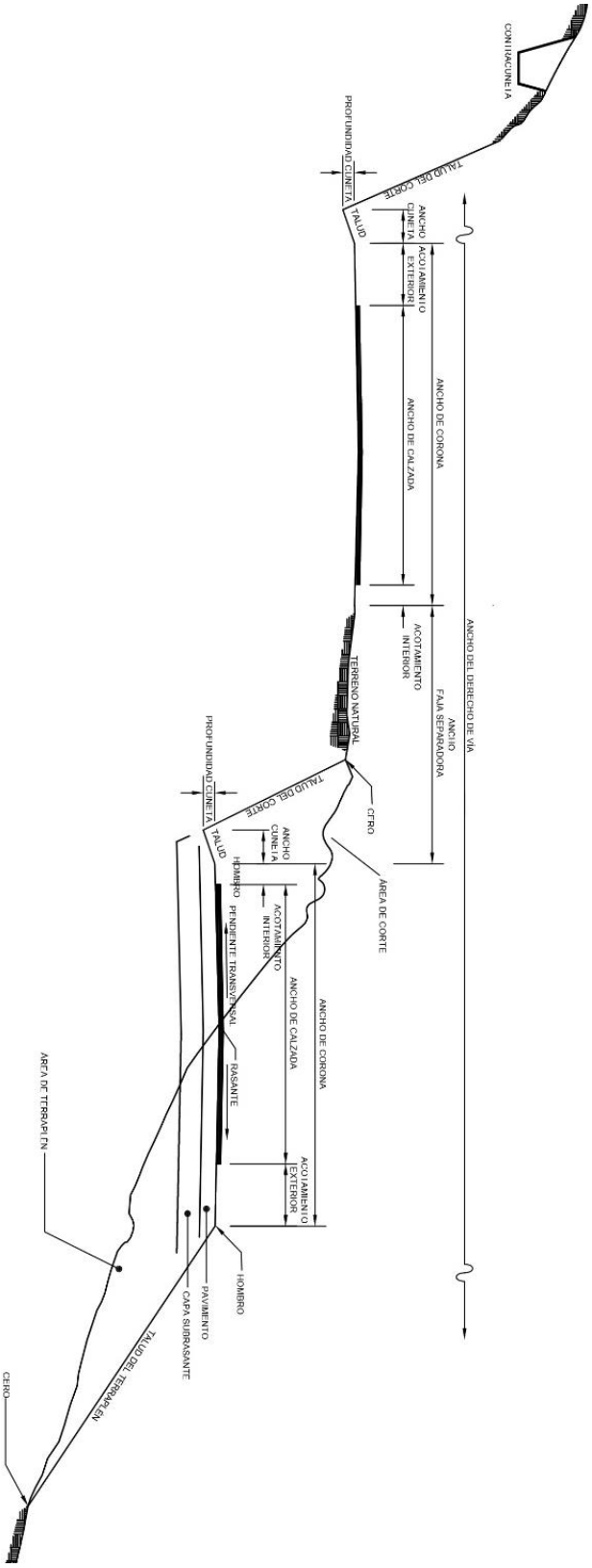
Las características de la sección transversal dependen del tipo de carretera. Así, las autopistas y las carreteras multicarriles pueden tener un solo cuerpo, con sentidos de circulación divididos, o cuerpos separados con diferente alineamiento vertical. Las carreteras de dos carriles, para dos sentidos de circulación son de un solo cuerpo. La Figura II.12-A a la Figura II.12-C. ilustran las secciones transversales de algunos tipos de carretera.

La corona es la superficie más visible de la carretera y es la superficie limitada por los hombros. Se llama hombro a la intersección de la corona con los taludes del terraplén o con el borde interior de la cuneta si hay corte. La corona contiene a la calzada, que es la superficie de rodamiento, y los acotamientos, que son las fajas aledañas a la calzada y que

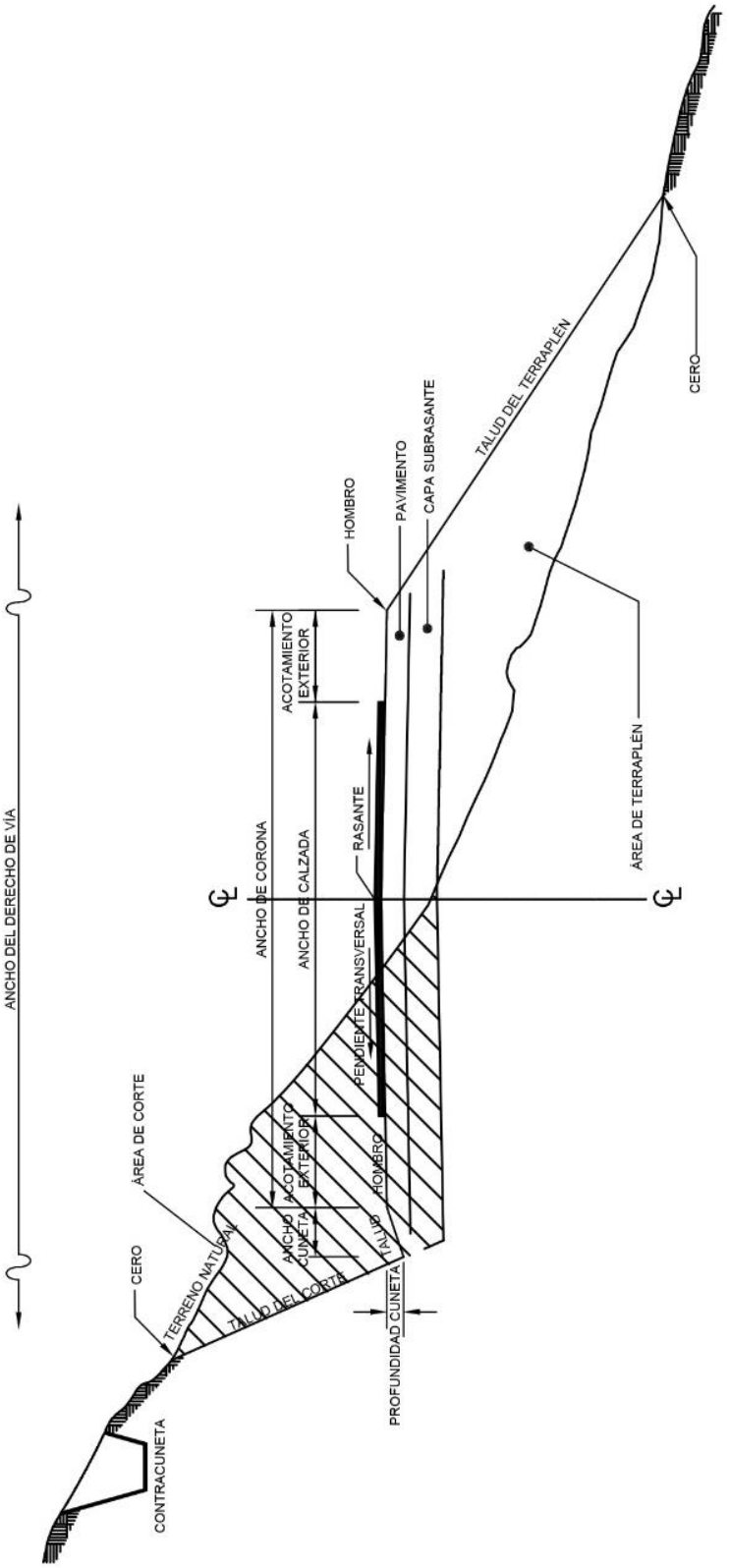
constituyen fajas libres de obstáculos para paradas y maniobras de emergencia, así como para dar estabilidad estructural a terracerías y pavimento



II.12-A Sección de carretera de cuatro carriles dividida (A4)



II 12-B Sección de carretera de cuatro carriles separada (A4S



II.12-C Sección de carretera de dos carriles (A2)

F.1. CALZADA

F.1.1. Tipo

La superficie de rodamiento está constituida por la capa superior del pavimento. El pavimento está constituido por al menos dos capas de material seleccionado y tratado que se colocan sobre la capa subrasante. La capa superior del pavimento define su tipo, que se denomina *rígido* si es de concreto hidráulico (con cemento portland), *flexible* si es carpeta asfáltica de concreto, mezcla o riegos y *revestimiento* si es terracería estabilizada o grava. Los pavimentos de alto desempeño pueden estar constituidos por pavimentos rígido o flexible de concreto asfáltico; de regular desempeño por flexibles con mezclas asfálticas o riegos y de pobre desempeño los revestimientos. También existen pavimentos que pudiéramos llamar "tradicionales" que pueden consistir en empedrados utilizados en caminos rurales o zonas urbanas con arquitectura típica o adoquinados, que es conveniente construirlos, por ejemplo, en zonas urbanas con valor arquitectónico histórico o en desarrollos residenciales.

El tipo de pavimento a utilizar depende del tipo de carretera, volumen y composición del tránsito, características del suelo, factores ambientales y regionales, disponibilidad de materiales, consumo de energéticos, costo inicial, costo de mantenimiento, costos de operación y accidentalidad durante su vida de servicio. Los pavimentos se diseñan estructuralmente con alguno de los métodos aceptados (*II, 1981* y *AASHTO, 1993*).

Por lo general, el desempeño de la superficie de rodamiento se caracteriza por su uniformidad y su resistencia al deslizamiento. La uniformidad se mide con el nivel de servicio del pavimento (*NS*) o por el índice de rugosidad internacional (*IRI*). La resistencia al deslizamiento se mide por el coeficiente de fricción transversal (f_t). Información adicional sobre estas medidas se obtiene en publicaciones especializadas (*AASHTO, 1976*).

F.1.2. Pendiente transversal

La pendiente transversal de la corona y calzada depende de la ubicación de la sección en relación con el alineamiento horizontal. En tangentes horizontales, a la pendiente transversal hacia los lados de la corona se le denomina *bombeo* (*b*) y su finalidad es desalojar el agua que cae sobre la carretera. En México, el bombeo de *2%* ha dado buenos resultados en los pavimentos de alto y regular desempeño; pero para los de desempeño pobre (revestimiento) el bombeo adecuado está entre *3%* y *6%*. La Figura 12 ilustra la manera de dar el bombeo en diferente tipo de carretera.

En curvas horizontales, la pendiente transversal es la *sobreelevación*, que tiene un valor máximo de *10%* hacia el centro de la curva; excepto en los escasos lugares en donde las heladas y nevadas son frecuentes, en donde la sobreelevación máxima se limita al *8%*.

La transición desde el bombeo en tangente a la sobreelevación en curva, se hace en la espiral de transición o, si no la hubiera, en un tramo de las tangentes aledañas que, por ello, recibe el nombre de *tangente de transición*. Para hacerlo, se gira la corona sobre su eje como muestra la Figura II.13 o sobre una de sus orillas, como se ilustra en la Figura II.14. Aunque el primer procedimiento suele ser el más recomendable, puede haber situaciones específicas en que el segundo procedimiento pueda ser el adecuado.

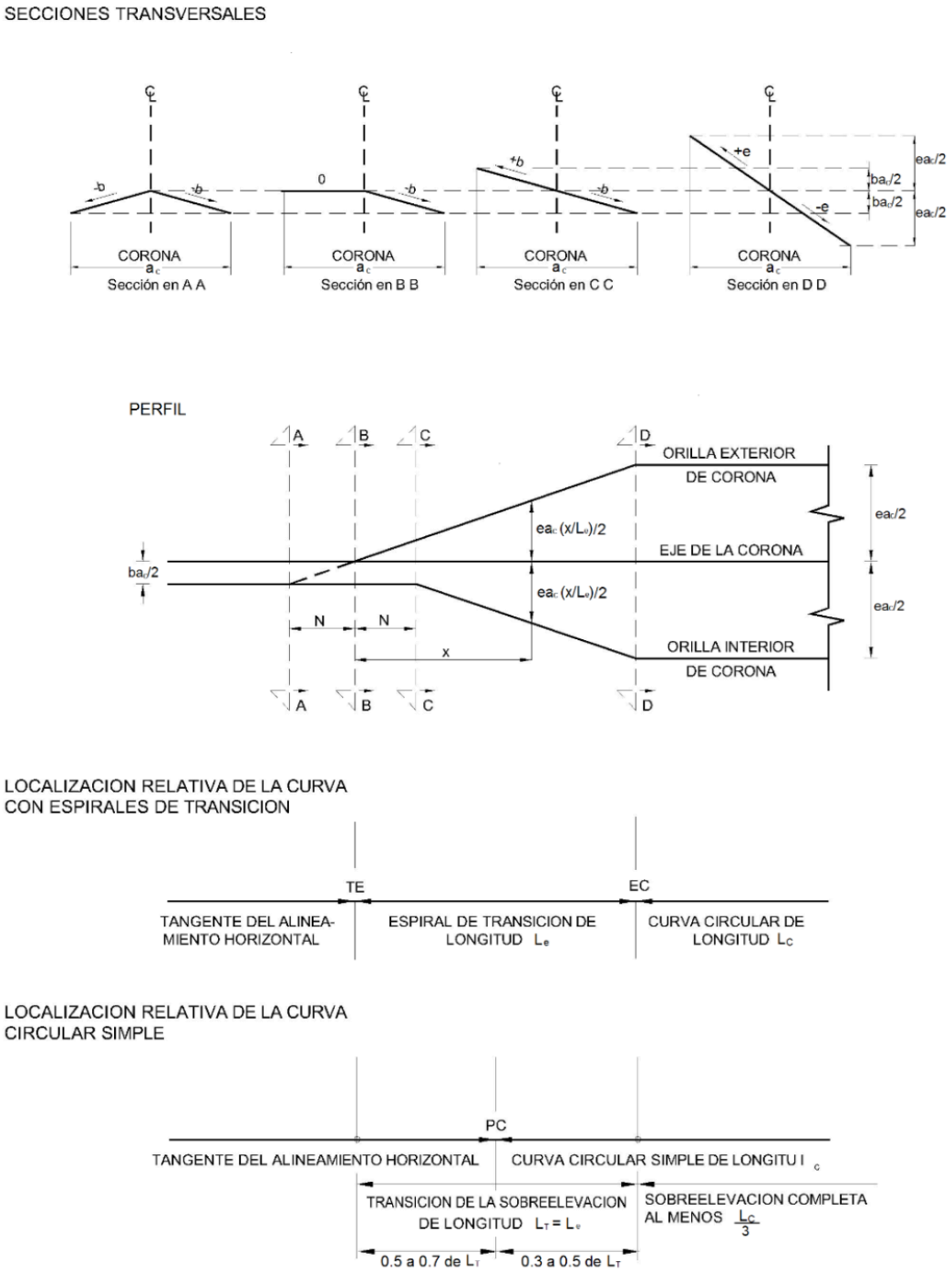


FIGURA II.13. Transición de sobreelevación con giro sobre eje

Note que al hacer la transición de la sobreelevación se producen ángulos de quiebre en el perfil de las orillas de la corona, por lo que, por razones de apariencia y seguridad, conviene redondearlos insertando curvas verticales. Como guía empírica, la longitud mínima de la curva vertical en *m* puede ser numéricamente igual a *1/5* de la velocidad de proyecto en *km/h*; pero puede ser mayor cuando así lo determine el perfil.

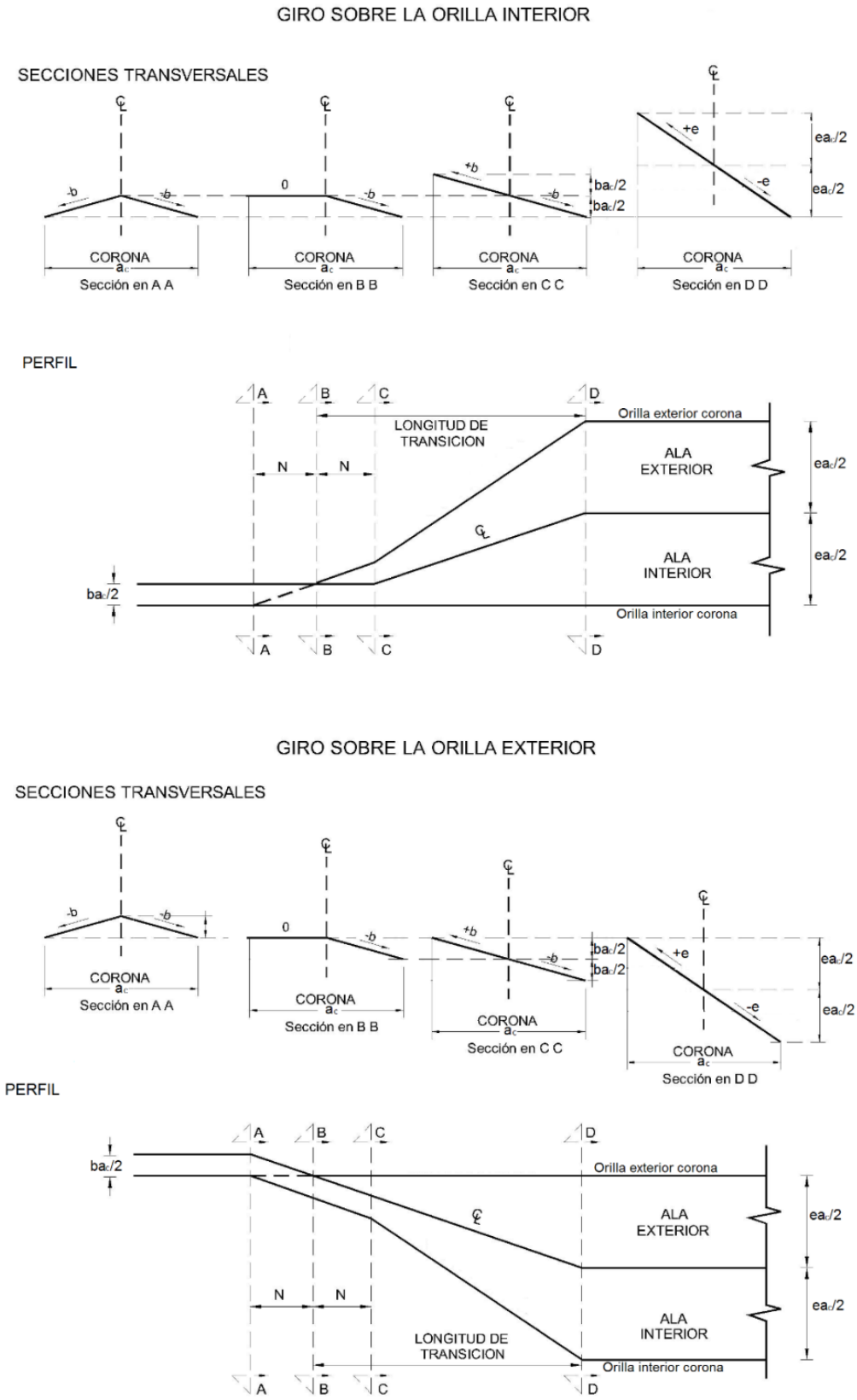


FIGURA II.14. Transición de sobreelevación con giro sobre orilla

La faja separadora central en carreteras divididas influye en la manera como se hace la transición de la pendiente transversal. La manera adecuada depende del ancho de la faja y de las características del terreno; pero los procedimientos posibles son:

A. Giro sobre el eje de simetría, incluyendo a la faja.

B. La faja se mantiene horizontal y cada ala se gira sobre la orilla contigua a la faja.

C. Cada ala gira en torno al eje de cada una, lo que resulta en una diferencia de altura de la orillas de la faja separadora.

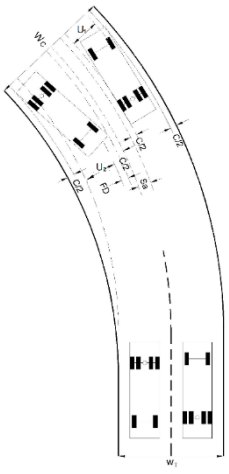
El procedimiento A se usa en fajas separadoras angostas y sobreelevaciones moderadas, con lo que se evitan diferencias sustanciales de altura entre las orillas extremas de la vía; específicamente, se aplica cuando la faja es hasta de 4 m de ancho. El B se aplica para cualquier ancho de faja separadora pero es indicado en fajas con ancho comprendido entre 4 y 18 m. El C se usa con fajas muy anchas, de 18 m o más; en cuyo caso, las diferencias en elevación de las orillas extremas de la calzada pueden minimizarse mediante la compensación de la pendiente transversal en la faja separadora central.

F.1.3. Ancho

El ancho de calzada en tangentes horizontales está dado por el ancho de carril multiplicado por el número de carriles. El ancho de carril es de ***3.50*** *m* para todo tipo de carreteras. Además de la capacidad de la carretera, el ancho de calzada afecta la seguridad y el confort al conducir.

El ancho de corona, de la que forma parte la calzada, está dado por el ancho de calzada más el ancho de los acotamientos más el ancho de la faja separadora central si la carretera es de cuatro o más carriles en un cuerpo.

En curvas horizontales de gran radio, el ancho de calzada antes definido puede ser suficiente; pero en curvas de radio limitado, puede haber necesidad de hacer una ampliación de la calzada, con objeto de que los vehículos puedan circular simultáneamente en la curva. La determinación del ancho básico necesario para dos carriles se ilustra en la Figura 14, utilizando el modelo de circulación en curva.



W_T Ancho de calzada en tangente

W_C Ancho de calzada en curva

A Ampliación en curva, $A=W_C-W_T$

U Ancho requerido por un vehículo para dar vuelta

$$U = E_V + d = E_V + R_C - \sqrt{R_C^2 - DEE^2}$$

F_D Proyección del vuelo delantero del vehículo, V_D

$$F_D = \sqrt{R_C^2 + V_D\,(V_D + 2\,DEE)} - R_C$$

S_a Sobre-ancho por dificultad de maniobra por ***cruce*** en curva:

$$S_a = \frac{0.1\ V_P}{R_C}$$

C Holgura de los vehículos en la curva: *0.60 m*

FIGURA II.15. Elementos para determinar la ampliación en curvas

Luego, el ancho de las curvas horizontales en carreteras de N carriles, es:

$$W_C = U_1 + U_2 + 2\,C + F_D + S_a$$

Para fines de proyecto, se considera que los vehículos que circulan en cada uno de los dos carriles son:

Por razones prácticas, el ancho en curvas se redondea al medio metro, de tal manera que si es menor de $0.25\ m$, no se considera. El paso del ancho de calzada en tangente al de la curva se hace linealmente en la transición para el desarrollo de la sobreelevación.

F.2. ACOTAMIENTOS

Son las fajas contiguas a la calzada libres de obstáculos que se utilizan para uno o más de los siguientes fines:

- Dar espacio para paradas y maniobras de emergencia.
- Acotar la calzada haciéndola más visible.
- Evitar accidentes o reducir su severidad.
- Dar holgura a obstáculos laterales.
- Mejorar distancia de visibilidad y seguridad, sobre todo en cortes.
- Contribuir a mejorar la estética.
- Incrementar la capacidad.
- Proporcionar espacio para trabajos de mantenimiento.
- Contribuir a drenar el agua y reducir filtración a la sección estructural.
- Confinar el pavimento para darle resistencia estructural
- Eventualmente dar espacio para paradas de autobuses.

F.2.1. Tipo

Por razones prácticas, los acotamientos se construyen con los mismos materiales que los pavimentos, aunque conviene dar a la capa superior una textura diferente a la de la calzada. Esta diferencia de texturas advierte al conductor cuando circula fuera de calzada. Además, los carriles normales de circulación se distinguen claramente, sobre todo durante la noche y bajo condiciones climáticas desfavorables. En pavimentos de concreto asfáltico es más difícil obtener un efecto satisfactorio a menos que se usen materiales de colores contrastantes, como el tezontle rojizo. El uso de rayas separadoras entre carriles y acotamientos reduce la necesidad de contraste.

Los acotamientos deben ser suficientemente estables para soportar las cargas vehiculares sin que se produzcan roderas o se pierdan sus propiedades de resistencia al deslizamiento, evitando también que los vehículos se atasquen en cualquier condición climática. Es por esto que su sección estructural debe ser similar a la de los pavimentos de la calzada.

F.2.2. Pendiente transversal

Los acotamientos son elementos importantes del sistema de drenaje transversal del camino. Tendrán una inclinación que favorezca el drenaje del agua de los carriles de circulación. En carreteras divididas con barrera o faja separadora central angosta, los acotamientos interiores tendrán la misma pendiente transversal que los carriles de circulación.

Todos los acotamientos tendrán la misma pendiente de la calzada que corresponda según sea tangente o curva suficiente para drenar rápidamente el agua superficial, sin que se exceda cierto valor arriba del cual se ponga en riesgo la seguridad de los usuarios.

F.2.3. Ancho

El ancho ideal de los acotamientos del lado derecho debe ser tal que exista una distancia libre de cuando menos 30 cm y preferentemente 60 cm entre cualquier vehículo que se estacione y la orilla de la calzada. Con base en este criterio, son recomendables los acotamientos de 3.00 m en carreteras tipo ET y A, que es lo recomendable en autopistas de cuatro o más carriles. En caminos tipo B, de dos carriles, los acotamientos deben ser de 2.50 m; y para tipo C de 1.00 m.

En carreteras divididas, el acotamiento del lado izquierdo también puede ser más angosto, hasta de 1.0 m. si la carretera es de cuatro carriles. En carreteras de seis o más carriles, los acotamientos del lado izquierdo podrán ser del mismo ancho que del lado derecho.

Los acotamientos se construirán con ancho uniforme en toda su longitud y a través de las estructuras, como en los puentes y en los túneles. Si se considera un menor ancho o se eliminan, especialmente en el paso por estructuras, ocasiona serios problemas operativos y de seguridad.

F.2.4. Distancia libre y de visibilidad

La *distancia libre* es la distancia lateral a partir de la orilla de la calzada sin obstáculos y con pendiente transversal suficientemente baja para que los vehículos fuera de control puedan retornar a los carriles de circulación. Los acotamientos forman parte de la distancia libre. Se determina de acuerdo con el volumen de tránsito, la velocidad y la pendiente de los terraplenes. Preferentemente debe darse en los 20 metros a cada lado del centro del cuerpo carretero y con un mínimo de 3.0 m a partir de la orilla de la calzada.

En las curvas del alineamiento horizontal, debe revisarse que la distancia lateral a cualquier obstáculo, incluidos los taludes de los cortes, debe ser tal, que se conserve la distancia de visibilidad de parada. La Figura II.16 y II.17 ilustra los requerimientos necesarios. Cuando no se disponga de la distancia de visibilidad mínima, debido a la presencia de obstrucciones como defensas o parapetos, hay que considerar por seguridad y por razones económicas, otras alternativas. Remover la obstrucción, disminuir el grado de curvatura o aceptar velocidades de proyecto más bajas, pueden ser algunas de estas alternativas.

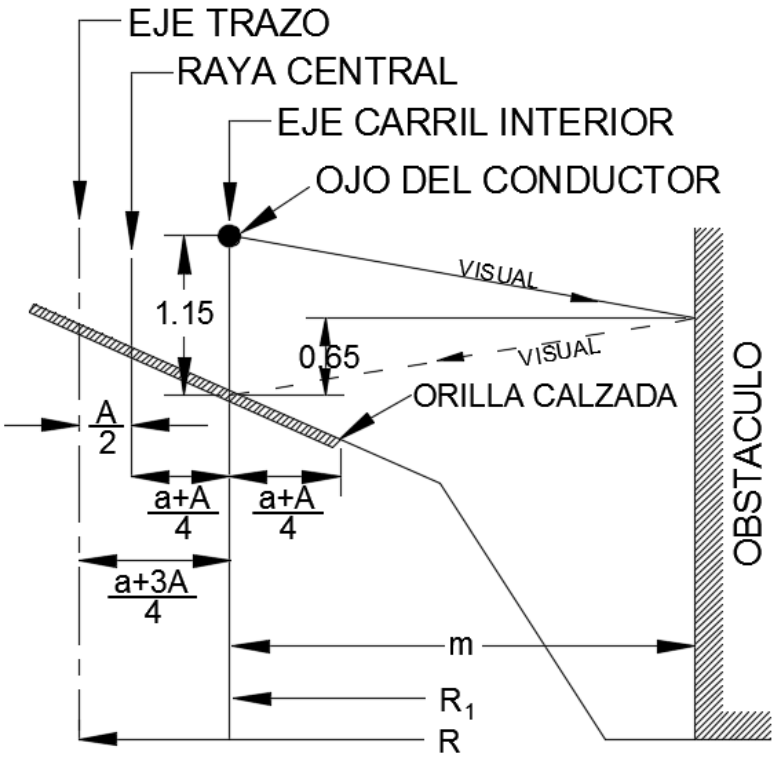


FIGURA II.16 Distancia de visibilidad mínima

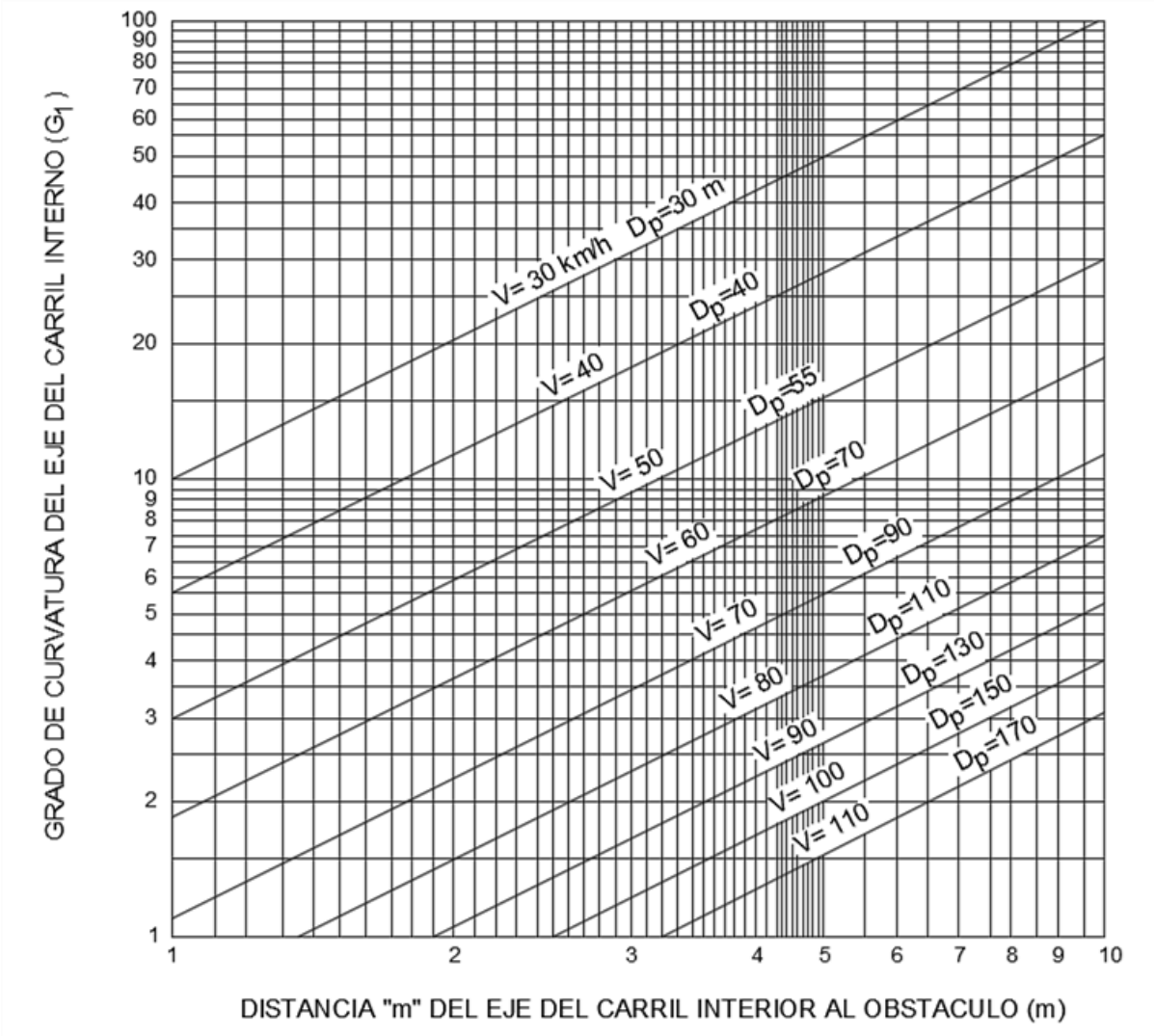
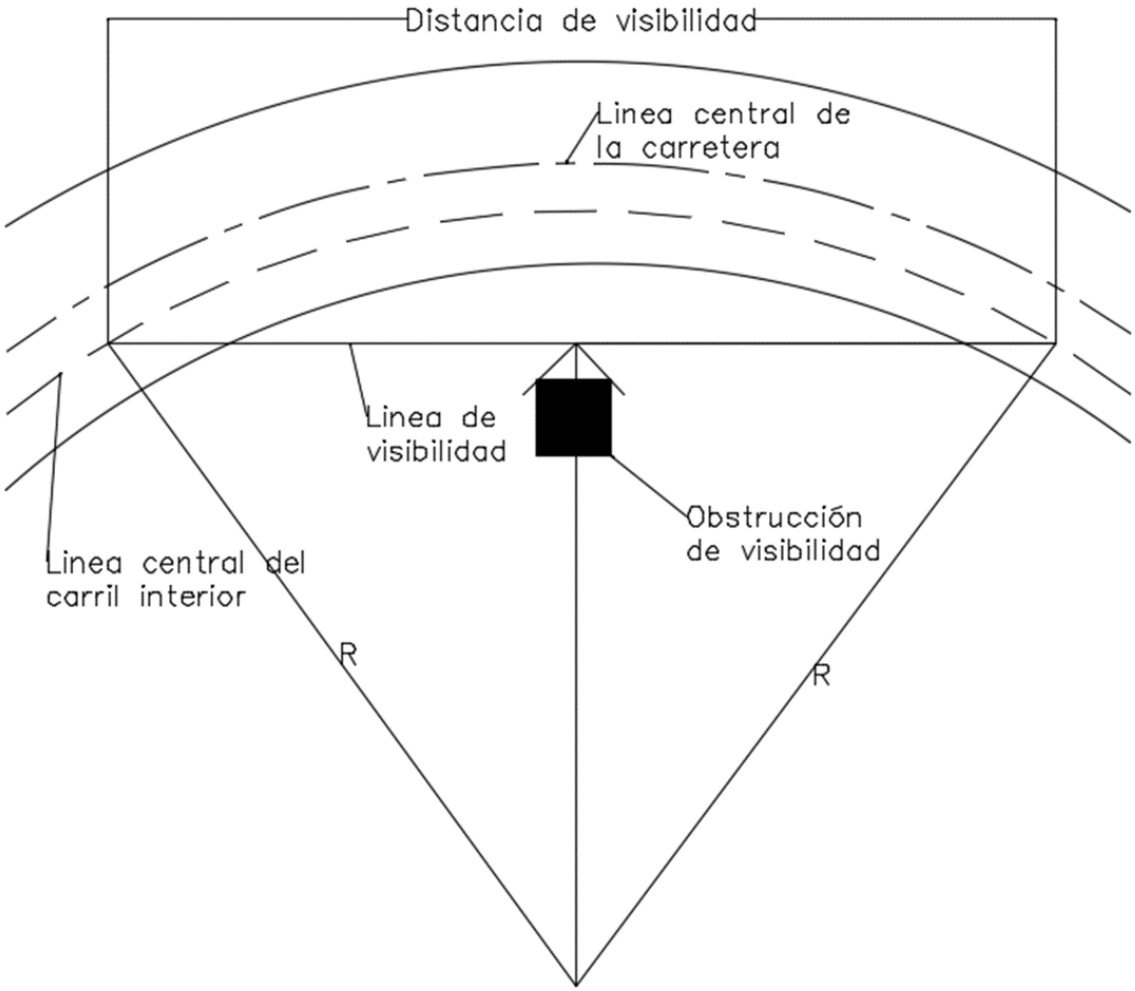


FIGURA II.17. Distancia de visibilidad en curvas horizontales



Fórmula para calcular el desplazamiento de la línea de visibilidad en curvas horizontales

$$dlvch = R_c \left[\left(1 - \cos\frac{28.65 * dvp}{R_c}\right)\right]$$

donde:

dlvch = desplazamiento horizontal de la línea de visibilidad en curvas horizontales, en m.
dvp=distancia de visibilidad de parada, en m
R_c= Radio de curvatura, medido hasta la línea central, en m.

El criterio de la distancia de visibilidad de parada puede aplicarse directamente para considerar la distancia de visibilidad de rebase; sin embargo, desde el punto de vista práctico, su valor es limitado, excepto en el caso de curvas muy largas. Para fines prácticos, las distancias de visibilidad de rebase están limitadas a alineamientos localizados en terreno plano o con pendiente transversal suave.

F.3. FAJAS SEPARADORAS

F.3.1. Fajas separadoras centrales

Las fajas separadoras centrales son deseables en carreteras de 4 o más carriles. Se definen como la porción de una carretera dividida que separa las calzadas de circulación de los dos sentidos opuestos. La anchura de la faja separadora central se define como la dimensión entre los bordes internos de las calzadas con acotamientos izquierdos. Las funciones principales de las fajas separadoras centrales son: separar los flujos vehiculares de los sentidos opuestos, proporcionar un área de recuperación para los vehículos que pierden el control, proporcionar un área de estacionamiento en caso de emergencia, proporcionar espacio de almacenamiento para los vehículos que den vuelta a la izquierda o en U, minimizar el deslumbramiento nocturno de los vehículos circulantes en uno u otro sentido y proporcionar un ancho de reserva para carriles adicionales futuros (*AASHTO, 2002*).

Por razones de seguridad, es preferible proporcionar fajas separadoras centrales que construir barreras centrales. En este sentido, en lo posible, la anchura de las fajas separadoras centrales será tal que elimine la necesidad de construir barreras centrales. Las fajas separadoras centrales serán tan anchas como sea necesario, práctico y económico. El rango de anchuras de la faja separadora central oscila desde 3.00 m hasta 20 m o más. En general, entre más ancha es la faja, se proporciona una mejor y más segura operación, aunque esto también encarece el costo de la carretera porque se requiere más derecho de vía, y se incrementan los costos de construcción y mantenimiento, entre otros.

Las fajas separadoras centrales pueden ser: deprimidas, elevadas o a nivel respecto a la superficie del pavimento, Las deprimidas son más convenientes en autopistas debido a la necesidad de contar con un drenaje más eficiente. La pendiente de ambos lados de este tipo de faja central será 6:1 (desplazamiento horizontal a vertical) de preferencia, aunque 4:1 puede ser suficiente. Las fajas separadoras centrales al nivel de la superficie del pavimento suelen requerir la construcción de barreras centrales.

F.3.2. Fajas separadoras laterales

Son las áreas comprendidas entre los carriles de circulación de la carretera principal y sus vías laterales. Sirven como zonas de almacenamiento vehicular y de separación entre los flujos que circulan por la carretera principal y los que circulan por sus vías laterales. Proporcionan espacio para dos acotamientos, uno de la carretera principal y otro de la vía lateral adyacente, y para alojar las rampas de entrada y salida de la carretera.

Cuanto más ancha es esta separación, menor influencia ejercerá el tránsito local que circula por la vía lateral sobre el tránsito que circula por la carretera principal.

Cuando la vía lateral es de doble sentido de circulación, el conductor que circula por la carretera principal tendrá a cada lado un flujo vehicular que circula en sentido opuesto, uno por la carretera principal y otro por la vía lateral. Por lo tanto, la separación exterior será más ancha en este caso que cuando la vía lateral es de un solo sentido, con el fin de minimizar el deslumbramiento nocturno de los conductores que circulan por la carretera principal.

F.4. CALLES O VÍAS LATERALES

Estas vías tienen funciones diversas dependiendo del tipo de carretera a la que sirven. Pueden utilizarse para controlar el acceso de carreteras principales de alta velocidad segregando el tránsito local del de largo recorrido. Por lo tanto, en carreteras se utilizan generalmente al cruzar por áreas urbanas. Se construyen en tramos donde el tránsito local se combina con el de largo recorrido de la carretera cuyo volumen y características pueden ocasionar frecuentes situaciones de peligrosidad. Estas vías se utilizan principalmente en autopistas siendo su función primordial distribuir y recolectar el tránsito entre las vialidades locales y la autopista.

Pueden ser de uno o de dos sentidos. En el primer caso, cada sentido corre en un cuerpo separado a ambos lados de la carretera. En el segundo, un solo cuerpo alberga a los dos sentidos del tránsito. En general, las primeras proporcionan una operación más eficiente y segura.

F5. CUNETAS Y TALUDES LATERALES

Es deseable que al proyectar el drenaje de las carreteras se considere su seguridad, apariencia, control de emisiones y aspectos económicos, tanto en su construcción como en su mantenimiento. En general, todos los aspectos anteriores se ven beneficiados con el uso de taludes planos y tendidos, cunetas amplias y secciones alabeadas o redondeadas. Las características de las cunetas y taludes se definen considerando la seguridad de posibles vehículos fuera de control que se salgan de la sección de circulación. Es también recomendable que permitan su limpieza con maquinaria.

F.5.1. Cunetas

Las cunetas tienen como función recolectar y transportar el agua superficial que caiga en el derecho de vía de la carretera. Tendrán la capacidad suficiente para transportar los flujos de diseño sin causar daños. Asimismo, la forma y los sitios donde se construyan, no deben crear situaciones de peligrosidad para el tránsito. Las cunetas se protegen de la erosión mediante revestimientos de bajo costo que resistan las velocidades esperadas de los flujos de agua y se mantengan limpias y libres de material que reduzca su capacidad.

Las obras complementarias de drenaje comprenden: a) cunetas en corte para remover el agua de la sección transversal del camino; b) cunetas al pie de pendientes para transportar el agua hacia los cauces naturales de cualquier sección en corte y de pendientes adyacentes; c) contra cunetas, construidas en la parte superior de cortes con el fin de interceptar el agua; y d) lavaderos para transportar el agua recolectada a través de pendientes de cortes o terraplenes.

Los sistemas de drenaje más económicos son las cunetas abiertas construidas mediante cortes del terreno natural en el derecho de vía. Desde el punto de vista de eficiencia hidráulica, los taludes de las cunetas serán tan inclinados como sea posible. Algunas limitantes para la inclinación de los taludes son: su estabilidad; su construcción o mantenimiento; así como sus requerimientos de seguridad para los vehículos fuera de control que crucen las cunetas. En general, los vehículos no sufren daños considerables si cruzan cunetas con anchos de 1.20 m a 2.40 m, independientemente de la forma de las mismas. Las cunetas pueden ser de forma triangular o trapezoidal. No es recomendable el empleo de cunetas de sección rectangular porque sus taludes tienden a derrumbarse y, como consecuencia, tienden a azolvarse. Las contra cunetas de intercepción tienen por lo general una sección trapezoidal.

La profundidad de las cunetas debe ser suficiente para captar el agua y evitar la saturación de la subrasante. El tirante de agua tolerable, particularmente en pendientes bajas, depende de las características del suelo. El desnivel mínimo bajo la subrasante que se requiere para captar el agua es de 30 cm y el máximo es de 90 cm, con lo que se evita la saturación que es muy peligrosa para los vehículos que se salgan de la carretera.

La pendiente longitudinal mínima deseable para las cunetas será aquella que genere una velocidad de flujo que impida la sedimentación. La pendiente máxima deseable en cunetas no revestidas generará una velocidad de flujo menor a la que produzca destrucción de la vegetación o deslave del suelo que se tenga.

Las cunetas en las fajas separadoras centrales de carreteras divididas, son áreas deprimidas de poca profundidad formadas por las pendientes transversales de la carretera. Estas cunetas se proyectan con cierta pendiente longitudinal a efecto de dejar correr el agua, la cual es interceptada a intervalos regulares por drenes transversales que descargan fuera de la carretera por alcantarillas o drenes.

Los conductos para transportar el agua recolectada de la superficie de rodamiento de la carretera, comúnmente conocidos como lavaderos, pueden ser canales abiertos o formados con medios tubos alojados en los taludes de los terraplenes.

La erosión de las cunetas puede prevenirse mediante recubrimientos que pueden realizarse de concreto, asfalto, piedra, geotextiles y césped. El material del recubrimiento se define considerando la velocidad de flujo, el tipo de suelo y la pendiente y geometría de la cuneta.

Las cunetas construidas a los lados de la corona en los cortes se construyen de un metro de ancho, medido horizontalmente desde el fondo de la cuneta al hombro de la corona, de tal manera que su profundidad depende del talud de la cuneta que, siendo por lo general de 3:1, resulta en una profundidad de 0.30 m. La Figura II.18 y II.19 ilustran la manera en que se forma la cuneta, cuando la carretera no se pavimenta inmediatamente después de la construcción de las terracerías y surge la necesidad de construir una cuneta provisional.

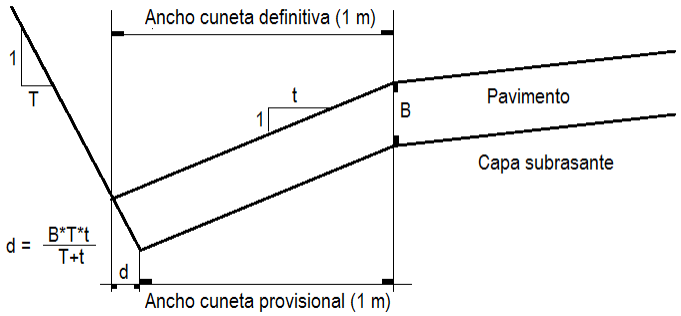


FIGURA II.18. Cunetas provisional y definitiva

Cuando el pavimento se construye conjuntamente con las terracerías, el ancho de la sub-corona de las secciones transversales debe considerar un ensanche (***e***) para alojar las cunetas. La Figura II.18 ilustra la manera de hacerlo.

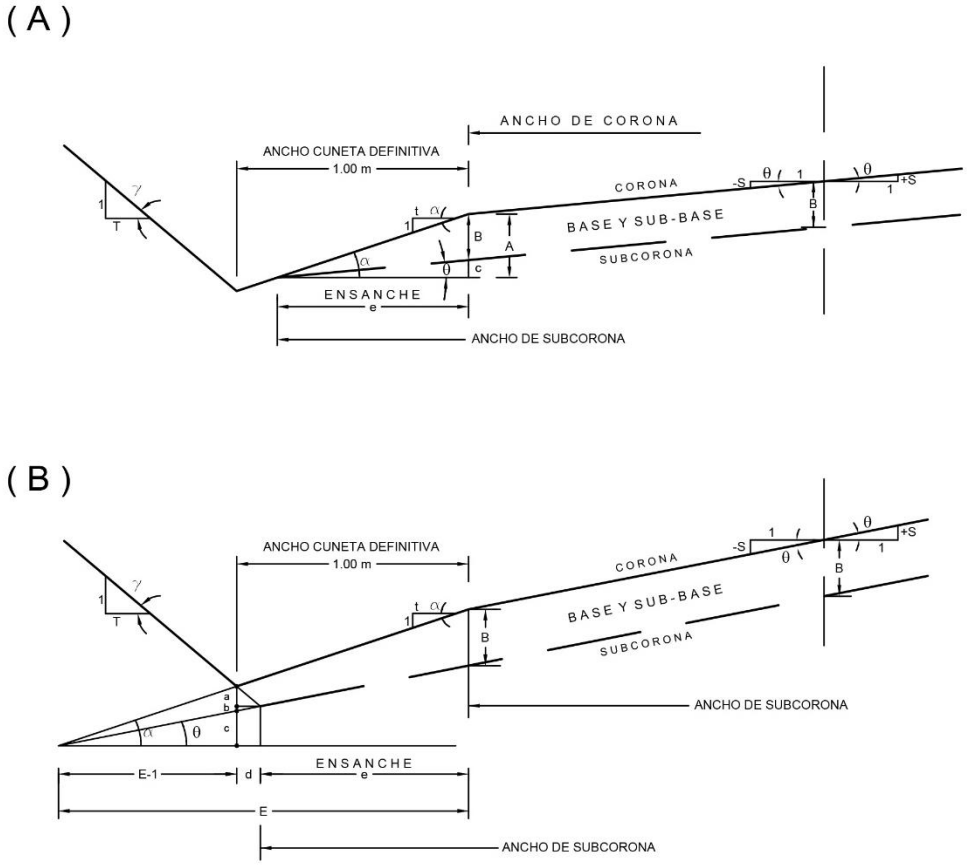


FIGURA II.19. Ensanche de la sub corona para alojar cunetas

F.5.2. Taludes laterales

Los taludes laterales se diseñan para proporcionar al conductor la oportunidad de recuperar el control a aquellos vehículos que salgan de la zona de rodamiento.

Para el diseño de estos taludes se deberá referirse a la Norma Oficial Mexicana NOM-037-SCT2-2012, *Barreras de protección en carreteras y vialidades urbanas*.

La inclinación de la pendiente del talud interior no será mayor de 4:1 (desplazamiento horizontal a vertical). Por su parte, la pendiente del talud exterior no será mayor de 3:1. En caso de que se utilicen taludes con inclinaciones mayores a las anteriores, pudiera ser necesaria la construcción de muros de contención o barreras para detener a los vehículos fuera de control, dependiendo de la estabilidad del suelo y/o de consideraciones referentes a la seguridad del tránsito.

F.6. GUARNICIONES Y BORDILLOS

F.6.1. Guarniciones

Son elementos parcialmente enterrados, que se utilizan para dar soporte a una superficie más alta (p. ej. una banqueta, un camellón central), mejorar el drenaje, mejorar la estética del camino, delinear el borde del pavimento, delimitar los espacios destinados a los peatones, reducir las operaciones de mantenimiento y controlar el desarrollo en las inmediaciones de la carretera.

La Figura II.20 muestra guarniciones típicas. La guarnición vertical tiene como propósito inhibir o cuando menos dificultar que los vehículos se salgan de la carretera y suele ser conveniente a lo largo de túneles, particularmente si los acotamientos son angostos. La guarnición achaflanada permite que los vehículos puedan cruzarlas. Suelen usarse como parte del sistema longitudinal de drenaje del camino, combinandolas con cunetas laterales. En casos particulares, pueden colocarse en la orilla exterior de los acotamientos para controlar el drenaje, delinear el borde del pavimento y reducir la erosión. En general, no se colocan guarniciones adyacentes a los carriles de alta velocidad. Por seguridad es necesario que las guarniciones sean muy visibles por lo cual sus caras exteriores se pintarán o señalarán con material reflejante siempre que sea necesario.

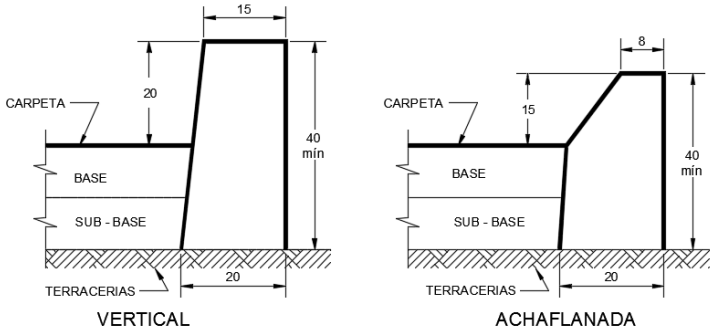


FIGURA II.20. Guarniciones típicas para carreteras

F.6.2. Bordillos

Son elementos que se utilizan para evitar que el agua escurra directamente sobre el talud del terraplén y le cause erosiones. Se construyen sobre los acotamientos junto a los hombros de los terraplenes y encauzan el agua hacia los lavaderos construidos sobre el talud.

Antes de proyectar un bordillo es necesario estudiar la propensión a la erosión del talud y el tipo de precipitación pluvial de la zona, (poner el nombre de la norma oficial de drenaje menor).

F.7. BANQUETAS, ACERAS O ANDADORES

Estos elementos pueden justificarse en carreteras aledañas a desarrollos importantes tales como escuelas, plantas industriales y zonas comerciales, que impliquen concentraciones considerables de peatones a lo largo del camino.

Estas mismas consideraciones son aplicables a aceras o andadores que se instalen en puentes.

F.8. BARRERAS DE PROTECCIÓN

Las barreras de protección, son trabes longitudinales laterales que pretenden reducir la severidad de accidentes que puedan sufrir vehículos fuera de control y que las consecuencias de chocar contra ella sean menores que las ocasionadas por salirse del camino. Debido a que las barreras mismas son una fuente potencial de accidentes, sólo se instalarán cuando se justifiquen plenamente.

El término se refiere tanto a las trabes longitudinales, como a los amortiguadores de impacto, las primeras tienen como objetivo fundamental hacer que los vehículos fuera de control vuelvan a su dirección original mientras que los segundos, tienen por objeto detener a los vehículos, aunque también los pueden reencauzar.

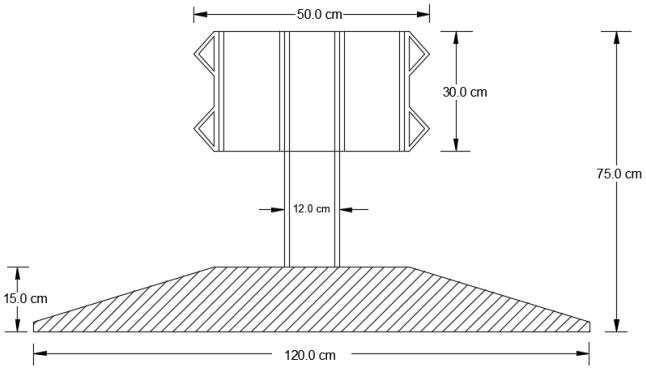


FIGURA II.21. Sección transversal de barrera metálica

F.8.1. Barreras de orilla de corona

Las barreras laterales o defensas, son dispositivos de seguridad que se utilizan en la orilla de las carreteras o vialidades urbanas, en subtramos específicos, donde exista un peligro potencial de accidentes, con el propósito de proteger a los conductores de los peligros naturales o los creados por el hombre. En ocasiones se pueden utilizar para proteger del tránsito vehicular, a peatones, ciclistas u otras personas que se encuentren en las inmediaciones del camino. Algunos peligros potenciales que ameritan la construcción de estas barreras son: una curva cerrada, la altura excesiva de un terraplén o la cercanía de estructuras u objetos fijos.

Las barreras pueden ser de tres tipos: flexibles, semirrígidas o rígidas, dependiendo de la cantidad de deformación que puedan experimentar con el impacto de un vehículo.

- **Flexibles**, con el impacto, pueden experimentar una deflexión dinámica considerable. Su resistencia se debe, principalmente, al desarrollo de fuerzas de tensión en un miembro longitudinal sostenido por postes, los cuales no deben ofrecer resistencia al impacto directo. Este sistema se diseña para contener a los vehículos en vez de reencauzarlos y requiere una mayor distancia lateral libre a objetos fijos con el fin de acomodar la deflexión experimentada durante el impacto.

- **Semirrígidas**, la resistencia al impacto se obtiene por la flexión o tensión del riel o elemento longitudinal. Los postes que soportan este riel se diseñan también para que cedan fácilmente en caso de impacto directo.

- **Rígidas**, no se deforman al ser impactados. En las colisiones, la energía se disipa por levantamiento del vehículo y deformación de su lámina. A medida que el ángulo del impacto es mayor, las fuerzas de deceleración de la barrera aumentan, razón por la cual este sistema sólo se utilizará donde se esperen ángulos de impacto pequeños, como es el caso de barreras instaladas a lo largo de acotamientos o de fajas separadoras centrales angostas. Este sistema ha demostrado ser muy efectivo en áreas donde se realizan trabajos de conservación y mantenimiento.

F.8.2. Barreras separadoras de sentidos de circulación

Las barreras ubicadas en la faja separadora central se utilizan para reducir la posibilidad de que los vehículos invadan los carriles de circulación del sentido opuesto ya sea por condiciones meteorológicas, por fallas mecánicas o de conducción. La posibilidad de que esto ocurra aumenta cuando la intensidad vehicular es mayor y la anchura de la faja central o separación entre ambos sentidos es menor.

Estas barreras pueden ser particularmente necesarias en carreteras divididas en las que la calzada de un sentido y la calzada del otro están separadas por una faja separadora central, pero se encuentran a diferente elevación.

Dentro de los tipos más comunes se encuentran: a) las vigas de acero de sección W en ambas caras, instaladas en postes muy resistentes; b) las vigas en forma de cajón instaladas en postes de escasa resistencia; y c) barreras de concreto con caras inclinadas. Tipos menos comunes de barreras en la faja separadora central incluyen barreras de dos o tres cables instalados en postes ligeros de acero, vigas de acero de perfil W de doble cara instaladas en postes débiles, vigas triples de acero de doble cara (obturadas) instaladas en postes resistentes, y una combinación de vallas de cable y malla; estos tipos están limitados generalmente a fajas separadoras centrales relativamente planas.

La deflexión máxima ante un impacto vehicular es un factor esencial que es necesario tomar en cuenta al seleccionar el tipo de barrera, ya que ésta no sólo impedirá la invasión del sentido opuesto sino que también encauzará al vehículo accidentado en la misma dirección del flujo vehicular.

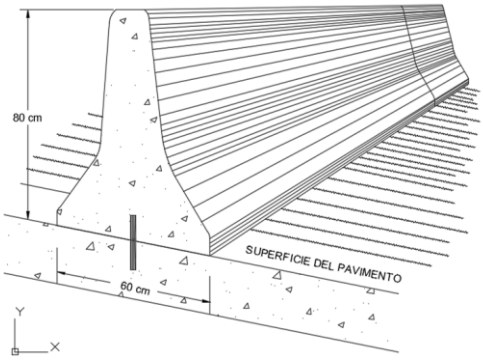


FIGURA II.22. Barrera longitudinal central o lateral

F.8.2. Barreras de transición

Son barreras con arreglos y configuraciones particulares que se colocan para conectar dos barreras comunes con niveles de contención o deflexión dinámica diferentes, por ejemplo, entre barreras comunes y los parapetos de los puentes o estructuras similares, o entre aquellas o cualquier elemento lateral rígido como muros de contención y muros de entrada de túneles, entre otros, para lograr la transición progresiva del nivel de contención la deflexión dinámica de las primeras a los segundos, tanto en las aproximaciones como en las salidas de las estructuras con el propósito de evitar la deformación exagerada que resulta en ángulos exagerados de redireccionamiento con trayectorias peligrosas.

F.9. AMORTIGUADORES DE IMPACTO

Son sistemas de protección que impiden que los vehículos fuera de control choquen violentamente contra obstáculos laterales del camino, reduciendo su aceleración para encauzarlos nuevamente. Se utilizan comúnmente en pilas de estructuras, soportes de anuncios elevados, muros de contención, cortes o terraplenes adyacentes y en los extremos de barreras y parapetos.

En resumen, al seleccionar un sistema de barrera longitudinal se tomarán en consideración las propiedades de contención de los distintos sistemas, sus capacidades, comportamiento y área disponible para acomodar la deflexión de la barrera en caso de impacto *(Referencia 5).*

F.10. CRUCES PEATONALES

En segmentos carreteros con movimientos peatonales fuertes y flujos vehiculares importantes, se considerará la posibilidad de instalar cruces o pasos peatonales. En carreteras divididas con barrera central son indispensables a distancias relativamente cortas.

Los cruces o pasos peatonales pueden ser superiores o inferiores. En general, los peatones son más renuentes al uso de pasos peatonales inferiores que superiores. De preferencia, las subidas y bajadas de los cruces peatonales pueden ser en rampa, para que los minusválidos, que requieran sillas de ruedas, puedan desplazarse.

El gálibo de los pasos inferiores peatonales (PIP's) será ligeramente mayor que el gálibo mínimo para estructuras vehiculares, ya que los primeros son menos resistentes que los segundos y por mismo pueden sufrir daños mayores al ser impactados por vehículos excedidos en altura. El gálibo recomendable para estas estructuras oscila entre 5.80 y 6.60 m.

La anchura del andador de estos pasos se define en términos de los flujos esperados de peatones y no será menor de 2.40 m. Todos los pasos superiores contarán con un pasamano o barandilla, de 0.90 a 1.0 m de altura. Es recomendable que los pasos superiores cuenten con malla metálica circundante que reduzca las posibilidades de que los peatones arrojen objetos a los vehículos que circulan por debajo del paso.

F.11. ACERAS PARA PERSONAS CON CAPACIDADES DIFERENTES

En carreteras con aceras para peatones, en esquinas y otros sitios importantes de cruce, se construirán pequeñas rampas para facilitar el acceso de personas que requieran de sillas de ruedas u otros aparatos para movilizarse.

F.12. BAHÍAS PARA AUTOBUSES

En carreteras donde haya servicio de transporte de pasajeros con paradas a lo largo del camino, se dispondrá de sitios específicos para estas paradas, que garanticen que la deceleración, detención y aceleración de los autobuses se efectúe en zonas pavimentadas fuera de los carriles de circulación.

F.13. RUIDO

Es el sonido no deseado. Tanto el motor como la aerodinámica, el escape y la interacción de las llantas con el pavimento de los vehículos automotores, generan ruido. Debe minimizarse la irradiación de ruido hacia áreas sensibles ubicadas en las inmediaciones de la carretera. Es necesario que el proyectista evalúe los niveles de ruido probables en vías de futura construcción, así como la efectividad de reducir éstos mediante posibles modificaciones del trazo del camino o la instalación de ciertos elementos. Se han establecido métodos para predecir niveles de ruido, así como para detectar la necesidad de tomar medidas de abatimiento de estos niveles, tomando en cuenta los usos del suelo.

Un método efectivo para reducir el ruido del tránsito en las áreas adyacentes al camino consiste en diseñar la carretera de tal forma, que algún tipo de cuerpo sólido bloquee la línea de transmisión del ruido entre su fuente y los receptores. En el caso de las carreteras deprimidas por debajo del nivel del suelo, las paredes laterales del camino constituyen esa barrera. En el caso de carreteras construidas sobre un terraplén, en un área sensible al ruido, pueden instalarse barreras contra el ruido de concreto, metal, madera o paredes de mampostería. Los arbustos y árboles no son elementos muy eficientes para bloquear la transmisión del ruido, dada su permeabilidad a los flujos de aire.

G. BIBLIOGRAFÍA

1. (AASHTO, 1993) Guide for the Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, Washington DC, 1993

2. (AASHTO, 1976) Guidelines for Skid Resistant Pavement, American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, Washington DC, 1976

3. (AASHTO, 2002) Roadside Design Guide, American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, Washington DC, 2002.

4. (AASHTO, 2011); Policy on Geometric Design of Highways and Streets; American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO; Washington DC, 2011.

5. (FHWA, 1978); Barry, T. M, Reagan, J. A, Highway Traffic Noise Prediction Model, FHWA-RD-77-108, 1978, National Technical Information Service, Springfield, Virginia 22161

6. (HRR, 1970) Glennon, J. C., An Evaluation of Design Criteria for Operating Trucks Safely on Grades, Highway Research Record 312, Highway Research Board, Washington, 1970

7. (II, 1978) Magallanes N R, Operación de vehículos en pendientes, Instituto de ingeniería, Informe Serie azul N° 413, México, 1978

8. (II, 1981) Corro C, Santiago, Magallanes N, Roberto y Prado O, Guillermo, Instructivo para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras, Publicación No. 444, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F., 1981.

9. (IMT, 1993) Mendoza D. Alberto y Mayoral G. Emilio, Análisis de capacidad para rampas en carreteras mexicanas de dos Carriles, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 42, Querétaro, 1993

10. (IMT, 2002); Mendoza D A, Quintero P F, Mayoral G E; Algunas consideraciones de seguridad para el proyecto geométrico de carreteras; Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 217; Sanfandila, Qro. 2002

11. (MOP, 2000); Norma 3.1-C Trazado, Instrucción de carreteras; Boletín Oficial del Estado, número 28, 2 de febrero de 2000; Ministerio de Fomento; Madrid, España.

12. (PIARC, 2003); Road safety Manual, World Road Association; CD-V1.0

SCT

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO III

ELEMENTOS BÁSICOS DE PROYECTO GEOMÉTRICO

CAPÍTULO III

ELEMENTOS BÁSICOS DE PROYECTO GEOMÉTRICO

A. CONTENIDO

Este capítulo contiene los principios generales que organizan y definen los lineamientos básicos para el proyecto geométrico de carreteras. Estos principios generales se refieren a la clasificación y caracterización de las carreteras, los atributos que deben cumplir, el criterio general de proyecto y la metodología a seguir para el proyecto.

B. REFERENCIAS

1. *Normativa SCT, M-PRY-CAR-2-03/13, Selección de ruta*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

2. *Normativa SCT, M-PRY-CAR-2-04/13*, Criterios básicos de diseño vial, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

3. *Normativa SCT, M-PRY-CAR-2-06/13*, Capacidad vial, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

4. *Normativa SCT, M-PRY-CAR-2-08/13*, Diseño de Intersecciones a nivel, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

5. *Normativa SCT, M-PRY-CAR-2-09/13*, Diseño de Intersecciones a desnivel, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

6. *Normativa SCT, N-PRY-CAR-2-01/13*, Ejecución de Proyecto Geométrico, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

7. *Normativa SCT, M-PRY-CAR-4-01/03*, Proyecto de Drenaje y Sub-drenaje, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

8. Normativa SCT, M-PRY-CAR-6-01/05. Proyecto de Puentes y Estructuras, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2013.

C. GENERALIDADES

La carretera es una obra construida para el tránsito de vehículos automotores. Su proyecto geométrico es el proceso para ordenar y dimensionar sus componentes para cumplir su función con eficiencia y calidad.

La ordenación de los elementos de la carretera, se refiere a la disposición de sus componentes entre sí y con respecto al terreno natural en que se apoyan. El dimensionamiento consiste en definir los parámetros característicos de cada uno de los elementos. El resultado de este proceso es la definición de las características de la carretera en el espacio con relación al terreno natural. El proyecto geométrico se expresa en planta, en perfil y en corte, a los que se denomina alineamiento horizontal, alineamiento vertical y sección transversal.

La función de la carretera es permitir el tránsito de vehículos para cumplir los objetivos del transporte; esto es, satisfacer las necesidades de movilidad que se generan cuando se realizan las actividades humanas, sean sociales, económicas o políticas. La eficiencia y calidad en el cumplimiento de la función puede medirse por la manera en que se cumplen ciertos atributos considerados deseables por la sociedad. Estos atributos son, en orden de importancia, la seguridad, la economía y el impacto ambiental; otros atributos complementarios como la comodidad, la rapidez y la apariencia, se satisfacen cuando se proporciona un nivel aceptable de los tres antes mencionados. Como algunos de los atributos suelen contraponerse, es necesario hacer transacciones entre ellos a través de procedimientos de evaluación.

C.1. ANTECEDENTES

En México hay una larga tradición en el proyecto geométrico de carreteras (SCOP-1958, SOP-1971, SCT-1984). Sin embargo, la evolución del país y el constante desarrollo científico y tecnológico hacen que las premisas de proyecto del pasado, no necesariamente sean las más adecuadas para las condiciones actuales, por lo que es necesario hacer una adecuación a tales premisas. Este documento es un esfuerzo en esa dirección.

C.2. CLASIFICACIÓN DE LOS CAMINOS Y SU FUNCIÓN

C.2.1. 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.

C.2.2. 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).**

C.2.3. 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.

C.2.4. Clasificación de las carreteras según su importancia

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 Figura III.1 muestra la relación que hay entre el tipo de red y su movilidad en volumen e itinerario

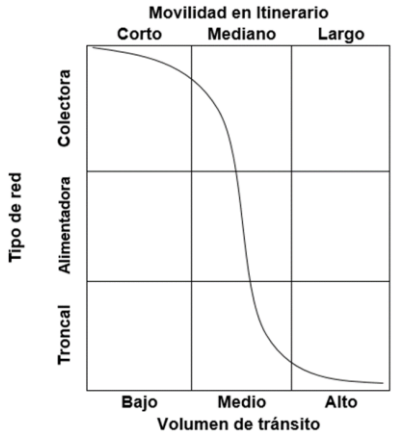


FIGURA. III.1. Relación entre la clasificación de las carreteras y su movilidad

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.

C.2.5. 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 (ver Tabla III.1).

TABLA III.1

Carretera tipo	Número de carriles	Control de accesos	Denominación geométrica
ET,A	uno o más por sentido	Total o parcial	Autopista o Multicarril
B	uno o más por sentido	Total o Parcial	Carretera dos carriles o multicarril
C	Uno por sentido	Parcial	Carretera de dos carriles
D	Uno por sentidos de circulación	Sin control	Camino rural

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.

C.2.6. Clasificación de las carreteras según su función

- Control total de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que solo existen conexiones con otros caminos en puntos seleccionados de la autopista, prohibiéndose, además, las intersecciones a nivel y los accesos directos a propiedades privadas.

- Control parcial de accesos. Significa que se le 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.

- Camino dividido. Camino con circulación en dos sentidos en el cual el tránsito que circula en un sentido es separado del tránsito que circula en sentido opuesto, por medio de una faja separadora central. Tales caminos no pueden estar construidos por dos o más carriles en cada sentido.

- Camino no dividido. Camino sin faja separadora central, que separe los movimientos en sentido opuesto.

- Arteria urbana. Camino principal en zona urbana, para el tránsito de paso generalmente sobre una ruta continua.

- Camino de dos carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos que tiene un carril destinado a cada sentido de circulación.

- Camino de tres carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril central destinado para maniobras de rebase, en el cual se pueden circular en los dos sentidos y los otros dos carriles están destinados para cada uno, para el uso exclusivo del tránsito que circula en sentidos opuestos.

- Camino de carriles múltiples. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene cuatro o más carriles para el tránsito.

- Vía rápida. Camino dividido destinado al tránsito de paso con control total o parcial de accesos y generalmente con pasos a desnivel en intersecciones importantes.

- Autopista. Vía rápida con control total de accesos.

C.3. CRITERIO GENERAL DE PROYECTO

El criterio general de proyecto se deriva de la política nacional en materia de carreteras. Esa política se expresó en una premisa general: *México necesita más caminos, antes que mejores caminos* (SCOP-1985). Sin embargo, tal premisa ha perdido validez, pues actualmente se requieren más y mejores caminos. No obstante, el criterio convencional para el proyecto geométrico de carreteras sigue siendo válido, pues se basa en el empleo de normas de proyecto, que dimensionan los componentes de la carretera, por separado y en conjunto, para lograr un balance adecuado entre los atributos deseables. Sin embargo, esto no puede hacerse al margen del proceso de ordenación de los componentes, que depende de la creatividad del proyectista. Por ello, las normas son flexibles, en el sentido que sólo establecen valores límite, superiores o inferiores a partir del tipo de carretera y de la selección de la velocidad de proyecto.

El criterio antes descrito, no conduce necesariamente a proyectos óptimos, sobre todo porque las condiciones de uso de las carreteras son muy variables, tanto por la naturaleza dinámica de las variables que intervienen como por su naturaleza estocástica. El desarrollo tecnológico de los vehículos, la evolución del tránsito, las expectativas de los conductores y los avances en los procedimientos constructivos han hecho que las hipótesis consideradas al establecer las normas de proyecto en ocasiones sean muy limitativas o a veces conservadoras. Por ello, se requieren criterios complementarios al convencional, agregando procedimientos para evaluar específicamente el impacto de los atributos deseables, como las *auditorías de seguridad*, el *impacto económico*, el *impacto ambiental* y la *consistencia* del proyecto. Con estos procedimientos es factible conservar el enfoque convencional que, con sus limitaciones, tiene indudables méritos.

Debe recalcarse que la aplicación de este criterio conlleva dos decisiones muy importantes: la selección del tipo de carretera y la selección de la velocidad de proyecto. El tipo de carretera debe seleccionarse dentro de los que se establezcan en la normativa y de aquí la importancia de contar con una buena clasificación de carreteras. Para que la selección de carretera sea adecuada, debe considerarse fundamentalmente la función de la carretera, el servicio que debe prestar y la demanda esperada. Una vez decidido el tipo de carretera, la segunda decisión es sobre la velocidad de proyecto. La selección de este parámetro dependerá del nivel que se quiera de los atributos deseables descritos en lo que sigue. Una vez seleccionada la velocidad de proyecto, los componentes del proyecto geométrico quedan definidos, al menos en su dimensionamiento; pues la ordenación dependerá, en gran medida, de la creatividad del proyectista.

D. ATRIBUTOS DESEABLES PARA EL PROYECTO

Los atributos que debe considerar el proyecto geométrico de carreteras, son seguridad, impacto ambiental, economía, rapidez, comodidad, consistencia, durabilidad, apariencia, accesibilidad, conectividad y desempeño de la función. Algunos de estos atributos están contenidos o se traslapan unos con otros por lo que suelen satisfacerse cuando se atienden los tres primeros, por ello se han identificado como deseables a la seguridad, al impacto ambiental y a la economía.

El construir carreteras seguras y con bajo impacto ambiental requiere el empleo de recursos monetarios, a veces cuantiosos; por lo cual, el atributo económico parece estar en contraposición con la seguridad y el impacto ambiental. Es por ello que se requiere establecer criterios para valorar las consecuencias del proyecto en términos de medidas que caractericen los atributos deseables, usualmente unidades monetarias. De esta manera, es posible comparar los atributos y, en su caso, hacer transacciones entre ellos.

D.1. SEGURIDAD

En el marco del proyecto geométrico, la seguridad se refiere a que los elementos de la carretera tengan características tales que minimicen la probabilidad de ocurrencia de accidentes de tránsito. Suele decirse que una carretera es segura cuando el número de accidentes es relativamente bajo.

El simple número de accidentes puede distorsionar la realidad; por lo que suele referirse a la exposición al riesgo, lo que constituye un índice de accidentes. Se pueden construir diferentes índices, desde los generales, que se refieren al número de habitantes o al número de vehículos, hasta los especiales como Tasa, Tasa crítica e Índice de daño equivalente (PIARC-2003).

***Tasa (R)*:** es la relación entre el número de accidentes y una medida de exposición. Se determina como:

$$R = \frac{2{,}738\ N}{Q\ L}$$

En donde ***N*** es el número medio de accidentes por año, ***L*** la longitud del segmento en kilómetros (para nodos ***L=1***) y ***Q*** el *TDPA* en el segmento o en todas ramas del entronque o intersección. La tasa, ***R***, queda expresada en accidentes por millón de vehículos-km para segmentos o por millón de vehículos para nodos.

Tasa crítica (R_C): es la tasa de accidentes mínima para la cual un sitio se considera peligroso a un nivel de confianza seleccionado. Se calcula a partir de la tasa media de accidentes (***R_m***), las variables antes descritas, la tasa inicial (***R_0***), determinada con la expresión anterior para ***$N=R_m$ y*** un factor ***k_α***, que depende del percentil ***α*** de la distribución normal estándar o nivel de confianza de la estimación.

$$R_C = R_m + 0.5\,R_0 + k_a\sqrt{R_0}$$

La tasa crítica, ***R_C***, también queda expresada en accidentes por millón de vehículos-kilometro para segmentos o por millón de vehículos para nodos.

Daño equivalente medio (***DEM***) es el promedio pesado de las consecuencias de los ***N_i*** accidentes de las ***c*** clases, ocurridos en un sitio durante el período de análisis. Los factores de peso (***w_i***), por cada clase de accidente son mayores a medida que las consecuencias del accidente son más graves, según el valor relativo que la sociedad asigne a las consecuencias del accidente. De esta manera,

$$DEM = \frac{\sum_{i=1,\,c} w_i\,N_i}{\sum_{i=1,\,c} N_i}$$

Los factores de peso correspondientes a las principales consecuencias de los accidentes son: 1.0, 3.5 y 9.5 para daños materiales, heridos y muertos (PIARC-2003).

Los índices anteriores se determinan en carreteras que han operado durante cierto tiempo, pero también puede asignarse a carreteras en proyecto bajo la hipótesis de que las observaciones en carreteras en operación son iguales a las de carreteras en proyecto del mismo tipo. Esta clase de hipótesis están implícitas en modelos predictivos recientes sobre ocurrencia de accidentes, los cuales proponen un número básico de colisiones, que depende del tipo de carretera, entronque o intersección y los volúmenes de tránsito, multiplicado por una serie de factores que consideran las características del proyecto geométrico (AASHTO-2010).

Otro tipo de análisis de la seguridad es a través de las relaciones entre los elementos que inciden en ella: usuario, vehículo y carretera. La Figura III.2 ilustra los factores resultantes de la interacción entre tales elementos y el ámbito de las principales acciones que contribuyen a mejorar la seguridad.

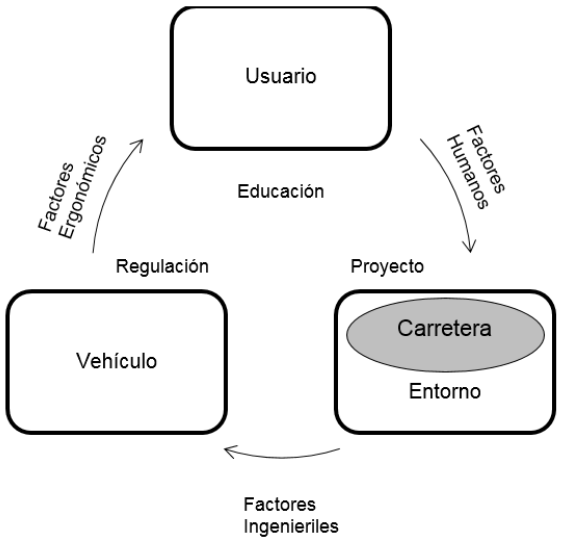


FIGURA III.2. Elementos incidentes en la seguridad

La cuantificación de la participación de los elementos que inciden en la seguridad, se muestra en la Figura III.3. Aunque las cifras se estimaron en el contexto internacional (PIARC-2003); las cifras para México no son muy diferentes.

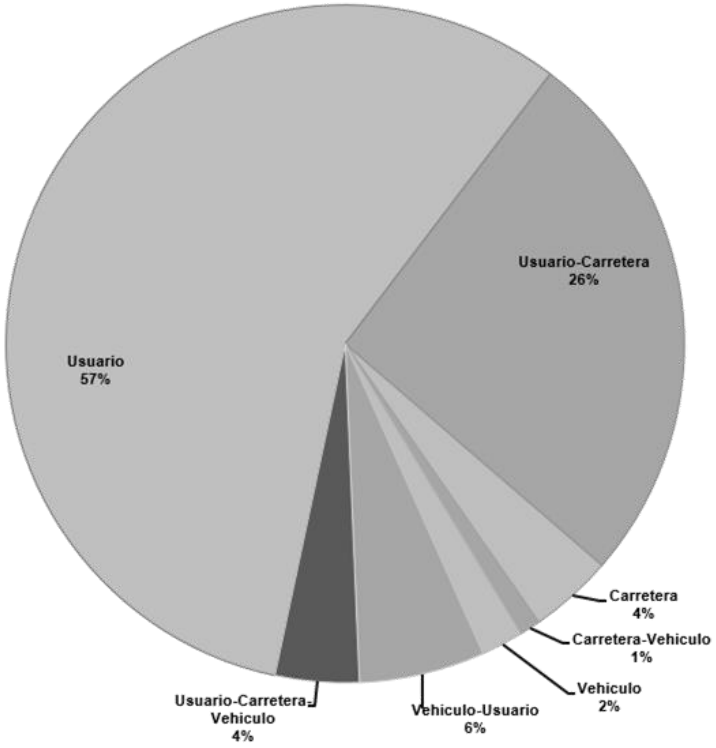


FIGURA III.3. Incidencia en ocurrencia de accidentes

Aunque la ocurrencia de accidentes es multifactorial; se observa que la carretera sola es responsable de un porcentaje relativamente pequeño de los accidentes (4%), aunque con la combinación con los otros dos factores, el porcentaje se eleva significativamente (35%), por lo que es indudable el beneficio de un buen proyecto geométrico.

La mayor incidencia en la seguridad de la carretera se logra cuando el tipo de carretera es congruente con la red a que pertenece y cuando son mejores las características geométricas. Por ejemplo, al revisar cifras dadas en algunos estudios (PIARC-2003, AASHTO-2011), la reducción en los accidentes es de:

- 25% a 50% al proveer control total de acceso,
- 30% a 50% al aumentar al doble el radio de las curvas horizontales,
- 5% a 10% si la sobreelevación en curvas horizontales es la adecuada,
- 19% si se amplía la calzada en dos metros,
- 5% si se pavimentan los acotamientos,
- 17% si se aumenta 3 metros la distancia lateral libre de obstáculos,
- 12% si se abaten taludes de terraplenes de 2:1 a 6:1 y de cortes de ¾:1 a 1:1.

De acuerdo con lo anterior, los Ejes de Transporte ET y las carreteras tipo A son las carreteras más seguras, seguidas del tipo B y las rurales.

La evaluación de la seguridad que se da a través de las estadísticas de accidentes se le llama de tipo *activo* porque se basa en ocurrencias observadas en la realidad. El otro tipo de análisis, llamado *pasivo,* se basa en inferir posibles accidentes a partir de las condiciones que pudieran generar el accidente o con los modelos predictivos. Las llamadas *auditorías de seguridad vial* corresponden a este tipo de análisis, toda vez que es un procedimiento sistemático para examinar la carretera existente o en proyecto, por uno o más expertos independientes de los proyectistas y operadores de la carretera. Estas auditorías desarrolladas inicialmente en el Reino Unido, Australia y Nueva Zelanda han demostrado un enorme potencial para mejorar la seguridad tanto en el contexto rural como en el urbano.

Las auditorias se realizan con un procedimiento formal que establece claramente la función de cada participante. El actor que financia la auditoría debe establecer por escrito sus alcances y el auditor debe producir un informe en el cual se verifiquen conceptos estándar del proyecto específico o responder una serie de cuestionamientos para sugerir soluciones. Los elementos de análisis incluyen los modelos mecanicistas para diseñar los elementos de la carretera, así como los modelos predictivos sobre ocurrencia de accidentes.

D.2. IMPACTO AMBIENTAL

Es la alteración del medio ambiente como consecuencia de la construcción y operación de la carretera, que puede ser de magnitud tal, que a veces es preferible no construirla. Sin embargo, casi siempre se pueden evitar, mitigar o aún revertir los efectos adversos; por lo cual es necesario hacer una evaluación del impacto ambiental.

La evaluación del impacto ambiental es el proceso de predicción y valoración de los efectos biofísicos, sociales o de otra índole que son ocasionados por la materialización de un proyecto, la identificación de medidas de mitigación sus efectos y costos; así como la determinación de los compromisos necesarios para su realización. Comprende dos aspectos: el estudio de impacto ambiental propiamente dicho, que consiste en la predicción de consecuencias y establecimiento de las correspondientes medidas de mitigación y la manifestación de impacto ambiental que, con base en el estudio anterior, establece los compromisos de mitigación y protección al medio ambiente, los que deben precisarse mediante un proyecto de mitigación de impacto ambiental (DOF-1988, DOF-2004).

La metodología comprende básicamente tres etapas: análisis, valoración y mitigación.

1) En la etapa de análisis se estudia el proyecto en relación con el medio, para identificar la situación actual, realizar un inventario y determinar las consecuencias posibles al materializar el proyecto.
2) En la etapa de valoración se determina el alcance de las consecuencias y se comparan alternativas.
3) En la etapa de mitigación se establecen, mediante el proyecto de mitigación de impacto ambiental, las acciones que contribuyan a paliar las consecuencias adversas y se determinan los efectos residuales, o sea aquéllos que persistirán a pesar de las medidas.

Las principales consecuencias de un proyecto de carretera se producen por el efecto barrera, la ocupación espacial, el ruido y los efectos inducidos; que pueden afectar al medio físico: clima, calidad de aire, emisiones, geología/geomorfología, hidrología superficial y subterránea, suelos, vegetación, fauna y paisaje; así como al medio socioeconómico e institucional en demografía, factores socioculturales, sectores primario, secundario y terciario, sistema territorial y medio institucional.

Al aplicar la metodología es importante establecer los criterios y métodos de valoración. Los criterios se refieren a la medición de los impactos; que puede ser a través de su magnitud y los métodos de valoración a la manera como se cuantifican y mitigan los impactos, que pueden variar desde las simples listas de verificación y superposición de gráficos, hasta métodos matriciales simples o complejos y aún métodos multi-objetivo.

La evaluación detallada del impacto ambiental va más allá del alcance de este capítulo; así que para su realización es recomendable recurrir a publicaciones especializadas (MOP-2000, Canter-1998).

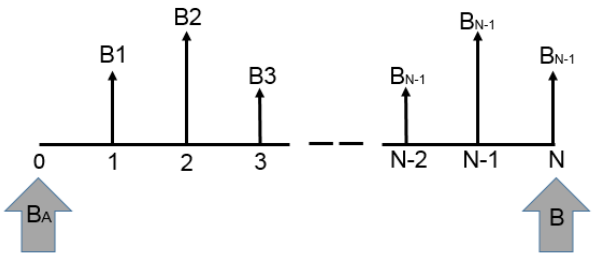
D.3. ECONOMÍA

En lo general, este atributo se refiere a las consecuencias monetarias que resultan de la construcción de la carretera. Para fines de análisis, suele caracterizarse en términos de costos que, de acuerdo con los atributos deseables son de cuatro tipos: el *costo de inversión*, constituido por los costos de los estudios, proyectos, construcción y conservación, el *costo de seguridad*, constituido por los costos de los accidentes, el *costo de operación*, constituido por los recursos erogados por los usuarios para realizar el transporte y el *costo ambiental* constituido por los recursos que causan las emisiones o se invierten para mitigar los efectos de la construcción de la carretera. El costo total está constituido por la suma de estos cuatro costos, y su magnitud depende tanto de las características de la demanda de tránsito que circulará por la carretera y de la calidad del proyecto.

Para cierta demanda de tránsito, en principio es posible optimar el proyecto geométrico, desde un punto de vista económico, minimizando el costo total; Este proceso está implícito cuando se selecciona el tipo de carretera para cumplir su función y de acuerdo con la red a que pertenece; sin embargo, al interior de cada categoría siempre conviene realizar un análisis para efectos de jerarquización, tanto para las diversas alternativas de una misma carretera como para ordenar los proyectos de carreteras diversas. Para realizar estos análisis se recurre a la determinación de los beneficios y los costos, para lo cual se requiere necesariamente una carretera de referencia, con la que se compara la carretera bajo análisis.

Dado el par de carreteras mencionadas, se determina la diferencia entre las cuatro clases de costos (inversión, seguridad, operación y ambiental), de la carretera de referencia menos la que se analiza. Si tal diferencia es positiva, se caracteriza como un *costo* o gasto y si es negativa como un *beneficio* o ahorro. Los beneficios y los costos se integran en un índice para fines de evaluación.

Los costos y los beneficios son de naturaleza dinámica, puesto que se originan en diferentes momentos a lo largo de la vida de la carretera. Por lo tanto, hay necesidad de referirlos al año inicial con el procedimiento que se ilustra en la Figura III.4.



$$B = \sum_{n-1}^{N} B_n \, (i+1)^{N-n}$$

$$B_A = \frac{B}{(1+t)^n}$$

FIGURA III.4 Proceso de actualización de costos

Se podrá notar que los costos o beneficios en un año ***n, B_n***, son variables y su valor en el año actual (año cero) dependen del plazo de análisis, ***N***, de la tasa de interés del capital, ***i***, y de la tasa de actualización, ***t***, que por lo general está algunos puntos por arriba de la tasa de interés, ya que representa el sacrificio del bienestar actual en aras de tener un bienestar futuro. El plazo de análisis se fija de manera que puedan estimarse con cierta certeza los costos y los beneficios asociados con el tipo de carretera. Por ejemplo, cuando los beneficios están asociados a los flujos de tránsito como en los segmentos de redes Nacional o Regional, suelen usarse veinte años; pero cuando los beneficios no están asociados al flujo de tránsito, sino a los bienes generados, como en el caso de las carreteras de penetración de la Red Local, el plazo se reduce a cinco años.

Los beneficios y los costos se combinan en un índice para fines de evaluación. Los principales son la *relación beneficio costo* (***RBC***), el *valor presente neto* (***VPN***) y la *tasa interna de retorno* (***TIR***), que se describen brevemente.

La *relación beneficio costo* (***RBC***) es el cociente que resulta de dividir los beneficios actualizados entre los costos actualizados durante el plazo de análisis. Este índice es muy popular porque es muy intuitivo, pues cuando los beneficios son mayores que los costos, el índice es mayor que uno y por lo tanto la carretera será tanto más rentable en la medida que se aleje de uno en sentido ascendente.

El *valor presente neto* (***VPN***) es la diferencia que resulta de restar de los beneficios actualizados durante el plazo de análisis los correspondientes costos actualizados, así que una carretera será tanto más rentable en la medida que se aleje de cero en el sentido ascendente. La ventaja relativa de este índice es que, al estar expresado en unidades monetarias, puede compararse con otras cifras macroeconómicas.

La *tasa interna de retorno* (***TIR***), es la tasa de actualización, ***t***, que iguala los costos actualizados con los beneficios actualizados. Una carretera será más rentable en la medida que se aleje de la tasa de interés del capital. Este índice es el preferido por agencias multinacionales toda vez que evita los efectos de las tasas de interés locales; sin embargo, no es particularmente útil para jerarquizar las acciones.

La determinación de los índices antes descritos depende de la correcta determinación de las cuatro clases de costo antes definidos, por lo que es importante establecer componentes y la manera de determinarlos.

El *costo de inversión* consta del costo de diseñar, materializar y conservar el proyecto de la carretera, incluyendo túneles y viaductos, así como el costo del equipamiento, señalización y obras complementarias (plazas de cobro, barreras e iluminación, entre otros).

El costo de construcción suele expresarse en pesos/km y varía entre centenas de miles de pesos para las vías secundarias, hasta decenas de millones de pesos para las autopistas. Dentro de cada categoría de carreteras, el monto varía con el uso del suelo y orografía del terreno por el que se desarrolla, así como con la calidad del proyecto, que suele caracterizarse con la velocidad de proyecto. Para análisis preliminares, los analistas suelen establecer cifras índices de referencia de acuerdo con las variables citadas. El costo de construcción también se puede ver afectado por la clase de financiamiento de la carretera; puesto que los recursos pueden provenir de recursos fiscales, de préstamos de los bancos de desarrollo o de recursos de la iniciativa privada, o bien una mezcla de dos o más de estas fuentes a través de los modelos de participación público-privada.

El costo de conservación es el costo que se produce a lo largo de la vida de la carretera para mantener las condiciones iniciales. Uno de los principales componentes de este costo está constituido por los pavimentos, pero las obras de drenaje, puentes, viaductos, túneles, señalamiento y adecuación de las fajas laterales también requieren recursos. A pesar de la importancia que México le está dando a la conservación, no se sustrae a la tendencia mundial de insuficiencia de recursos para cubrir los costos de conservación. Este costo depende del tipo de carretera, de su calidad de la intensidad del tránsito, la orografía y el clima y es por ello que está relacionado al costo de construcción y por lo general se estima como una fracción, variable a lo largo del plazo de análisis, del costo de construcción.

El *costo de operación* está constituido por los recursos monetarios que erogan los usuarios de la carretera al circular por ella. Dependen de la magnitud del flujo de tránsito y de su composición, así como de las características de la carretera, principalmente de su geometría y estado superficial. Se estima a través de modelos mecanicistas (Watanatada-1987), los cuales pueden calibrarse para las condiciones de los vehículos y carreteras de cada país (Arroyo-2008).

El *costo de seguridad* está constituido por el valor de las consecuencias de los accidentes que ocurren durante la vida de la carretera. Para cada año de operación de la carretera, se determina multiplicando el número de accidentes por el valor monetario de sus consecuencias. El número de accidentes depende básicamente de las características del tránsito y de la carretera y se estima con modelos predictivos establecidos con ese fin. El valor monetario de las consecuencias se establece a partir de una estimación del valor de cada consecuencia multiplicado por la frecuencia relativa de su ocurrencia. Por ejemplo, con base en datos publicados (AASHTO-2010), el valor de un accidente es:

Consecuencia del accidente	Frecuencia	Monto (USCY)
Pérdida de vida	0.013	$ 4,810,700
Heridos con lesiones incapacitantes	0.054	$ 259,200
Heridos con atención hospitalaria	0.109	$ 94,800
Heridos sin atención Hospitalaria	0.145	$ 53,900
Solo daños materiales	0.679	$ 8,900
	Promedio Pesado	$ 100,728
PIB per cápita en EUA (2011)	$ 48,500	(a)
PIB per cápita de México (2011)	$ 15,100	(b)
Tipo de cambio, en pesos/USCY	$ 12.50	(c)
Costo del accidente, en pesos (p*c*b/a)		**$ 392,008**

El *costo ambiental* se determina por las inversiones para mitigar los daños por la construcción de la carretera y por sus consecuencias inevitables. Las primeras, como la reforestación, la contaminación visual o la comunicación entre ambos lados de la carretera, generalmente se consideran del lado de la construcción. Las consecuencias inevitables, como el efecto de las emisiones asociadas al consumo de los combustibles pueden determinarse planteando metodologías más o menos simples a partir de información publicada. Por ejemplo.

Muertes prematuras asociadas a emisiones (OMS, 2008)		14,374	(a)
Muertes al reducir vida 1 año, si esperanza de vida es 70 años		205	(b=a/68)
Costo de una muerte (AASHTO, 2010)	$	18,720,000	(c)
Costo por contaminación (el transporte es responsable del 47%)	$	1,806,688,594	(d=0.47*a*c)
Consumo de combustible, en litros/año	$	190,000,000	(e)
Costo ambiental por litro de combustible	$	9.51	(f=d/e)
Precio del combustible por litro	$	12.00	(g)
Costo de la contaminación como fracción del costo por litro		0.79	(h=f/g)

E. CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS

La caracterización adecuada de las carreteras empieza por una clasificación que no solo sirva de marco de referencia a administradores y proyectistas, sino que incida en la percepción de los usuarios sobre la calidad de la carretera, lo que modulará sus expectativas y en la toma de decisiones importantes que repercuten en la seguridad, como puede ser la adecuada selección de la velocidad. La denominación también es importante, porque debe dar una idea clara de la jerarquía, función y servicio de la carretera. Es por ello que al nombre de la carretera se le asoció la denominación tradicional por letras, correspondiente al tipo.

Las características principales de la carretera se refieren al control de acceso, la circulación dividida, el número de carriles y la calidad de operación; las cuales son válidas para todas las jerarquías de carretera, exceptuando quizá a las brechas, para las que los criterios de proyecto suelen ser especiales, como se ha reconocido (USAID-2004).

E.1. CIRCULACIÓN DIVIDIDA

Una característica importante de las carreteras con dos o más carriles por dirección es la separación de sentidos de circulación. Esta separación se hace con las rayas centrales del señalamiento horizontal o con una faja separadora central; en cuyo caso, se trata de una carretera dividida. De esta manera, las carreteras divididas son siempre de cuatro o más carriles, pero no todas las carreteras de cuatro o más carriles son divididas. Se dice que las carreteras divididas con faja separadora central de ocho metros o más son de cuerpos separados.

La Figura III.5 ilustra diferentes maneras de dividir los sentidos de circulación, según la disponibilidad de terreno, requerimientos de seguridad, uso del suelo, tipo de carretera, configuración orográfica, procedimientos constructivos y ventajas ambientales, estéticas u operacionales.

Si los entronques están espaciados más de 8 km, deben proporcionarse aberturas en la faja separadora para el retorno de los vehículos de emergencia, vigilancia o mantenimiento. Por lo general, es conveniente que los retornos puedan hacerse a cada 4 o 6 km; pero debe cuidarse que no estén a menos de 500 m de rampas de acceso o de otros tipos de estructuras.

Asimismo, la distancia de visibilidad debe ser superior a la mínima de parada. Así mismo, deben evitarse curvas que requieran sobreelevaciones mayores al 5%. En las intersecciones o retornos, se debe proyectar con el ancho calculado para el vehículo de proyecto, para permitir que los vehículos den la vuelta con seguridad.

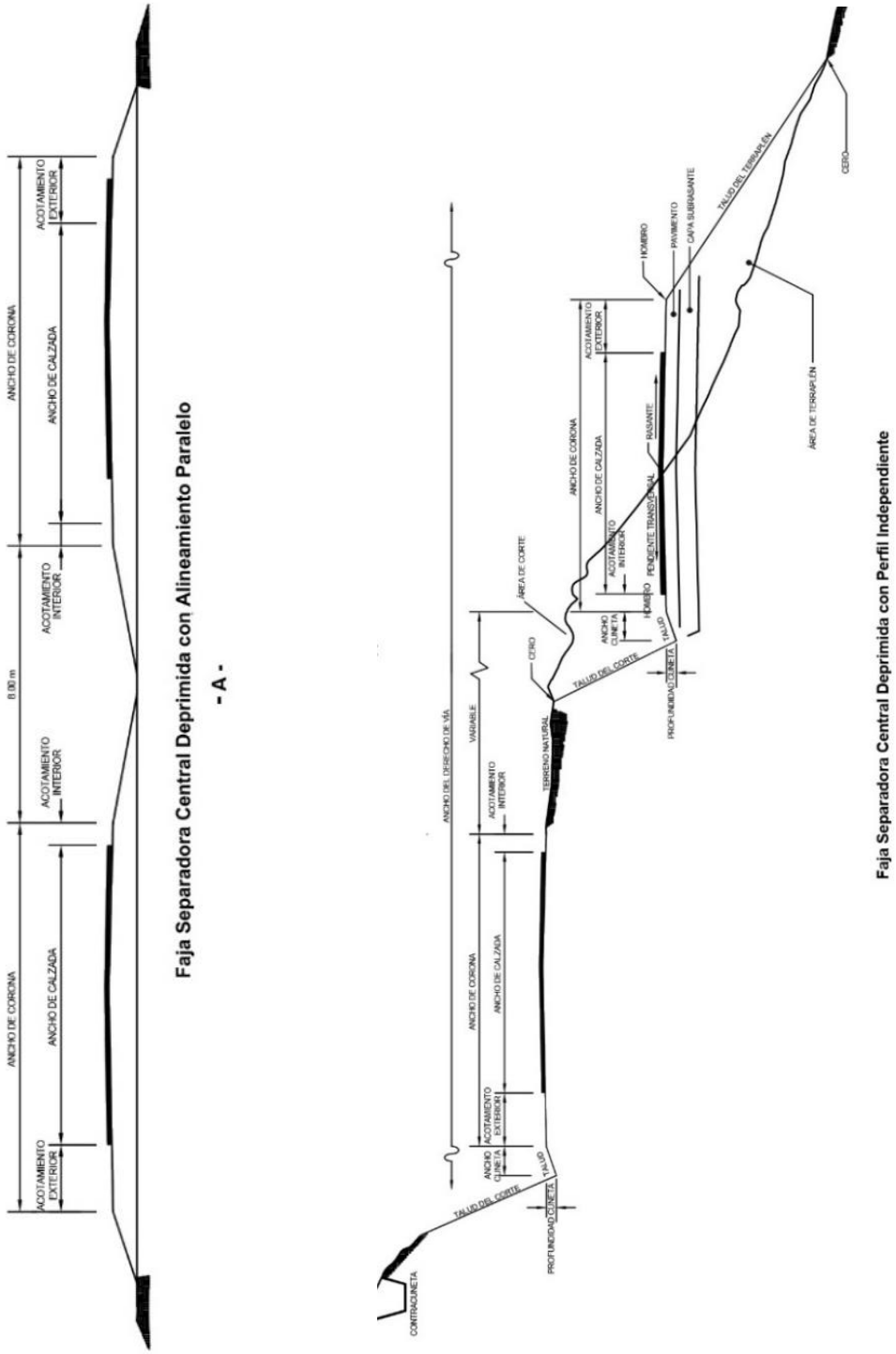
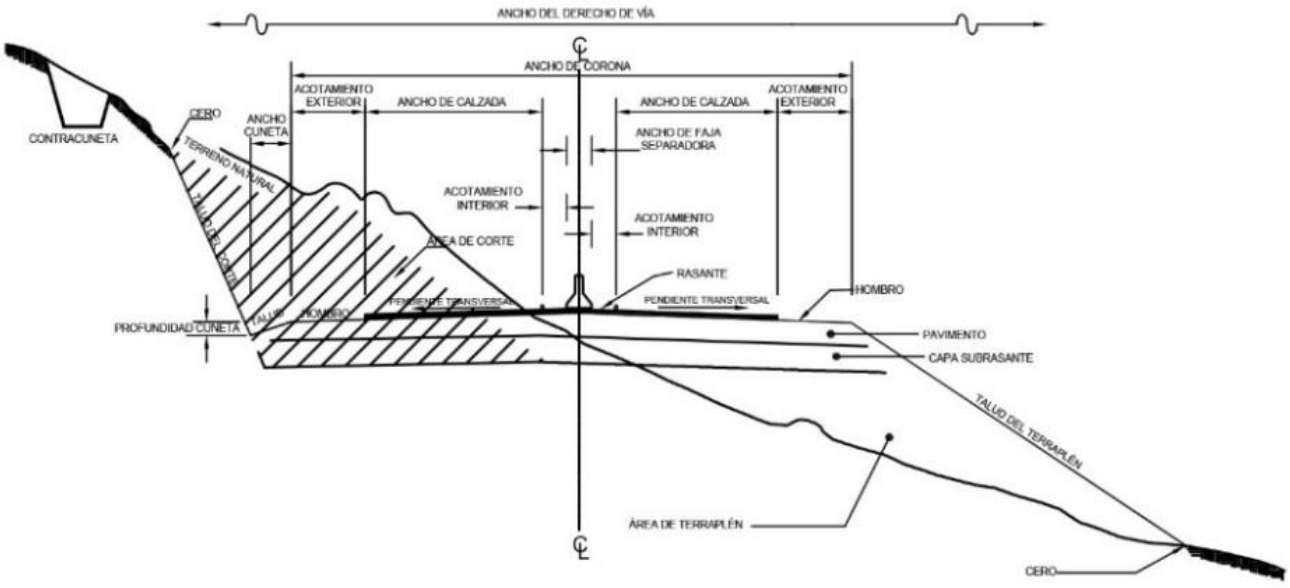


FIGURA III.5. Divisiones de circulación en caminos tipo ET y A.



Faja Separadora Central Pavimentada y con Barrera

- C -

E.2. NÚMERO DE CARRILES

El número mínimo de carriles depende de la jerarquía de la carretera, de la calidad operativa y de su ubicación respecto al entorno (rural o urbano).

Las carreteras pueden construirse por etapas según la demanda esperada. En la etapa inicial el número de carriles es el requerido para llegar al nivel de servicio requerido al final de esa etapa, realizándose las ampliaciones necesarias para etapas siguientes de acuerdo con ese mismo criterio, hasta cubrir un horizonte de al menos 20 años. Para el análisis de capacidad y niveles de servicio de los diferentes elementos que integran la carretera deben utilizarse los procedimientos establecidos con ese fin (referencia. 1).

En los puentes, viaductos y túneles, se deberá conservar la sección transversal del proyecto. En pasos inferiores, debe considerarse un gálibo mínimo de 5.50 m.

F. METODOLOGÍA PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA

El proyecto de una carretera es una actividad interdisciplinaria, ya que se realiza por un grupo de especialistas en áreas tales como planeación, economía, ingeniería de tránsito, topografía, diseño geométrico, geotecnia, hidrología, estructuras, ecología e informática, entre otras. Debe realizarse como se establece en la Norma correspondiente (referencia 7); pero en lo que sigue se da una descripción sobre ello.

La metodología del proyecto geométrico es de carácter iterativo, al pasar de lo general a lo específico, en tres etapas: selección de ruta, anteproyecto y proyecto ejecutivo.

- **La selección de ruta**

Es una etapa importante porque de aquí dependen los costos y los beneficios que se cuantifican en las etapas posteriores (referencia 8). En esta etapa se elige la mejor ruta que satisfaga los objetivos que previamente se establecieron para el atender la demanda del transporte, en términos de seguridad, economía y preservación del medio ambiente. La ruta, es una faja de terreno de ancho variable entre dos puntos obligados, dentro de la cual es factible localizar la carretera en proyecto. El ancho de esta faja depende de la precisión y detalle de los datos, y de los estudios básicos disponibles. Los puntos obligados son los sitios por los que necesariamente pasará la carretera conforme a lo establecido en la etapa de planeación. Se definen por poblaciones, zonas productivas, de conectividad con otros modos de transporte, entre otros.

Como se indica en la Figura III.6, la selección de ruta es un proceso que involucra diversas actividades, desde el acopio de datos, examen y análisis de los mismos, hasta los levantamientos topográficos aéreos y terrestres necesarios para determinar, a este nivel, los costos y ventajas de las diferentes rutas para elegir la más conveniente.

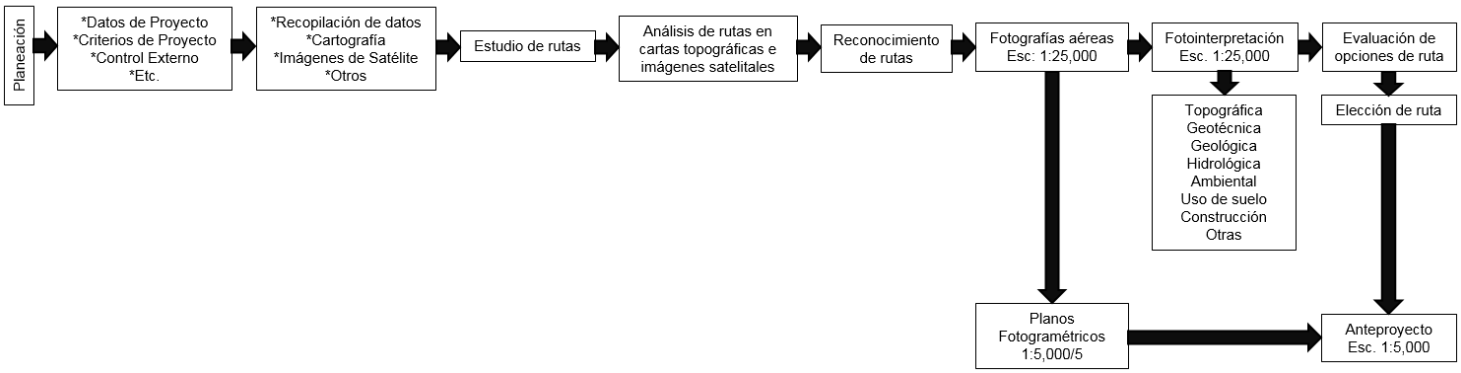


FIGURA III.6. Proceso de selección de ruta

Debe notarse que la topografía, la geotecnia, la hidrología, el drenaje y el uso de la tierra, tienen un efecto determinante en la selección de la ruta, por lo que son indispensables los estudios básicos correspondientes. Por lo general, se consideran varias alternativas en las que se localizan uno o varios trazos de la carretera para verificar la factibilidad de que ésta pueda llegar a tener las características deseadas en alineamiento horizontal y vertical y sección transversal. La información se obtiene principalmente de cartas y planos disponibles a diferentes escalas (p. ej. 1:250,000, 1:100,000, 1:50,000), fotografías aéreas escala 1:25,000 e imágenes desde satélites así como de vuelos de reconocimiento. En esta etapa, los ejes de alternativa suelen dibujarse en cartas topográficas y mosaicos de fotografías aéreas.

Una vez definida la ruta, el anteproyecto tiene por objeto seleccionar, dentro de la ruta, la mejor alternativa de entre las varias que se consideren viables, respecto a los requerimientos de proyecto, tanto en lo que se refiere a la geometría, como a las características del suelo que atraviesa, características geotécnicas (con base en un estudio geotécnico regional), hidrológicas, restricciones ambientales, arqueológicas, materiales disponibles, características del drenaje y disponibilidad del derecho de vía, entre otros.

- **Anteproyecto 1:5,000/5 y Anteproyecto 1:2,000/2**

A este nivel ya pueden irse determinando los sitios donde se requieran obras de drenaje menor, puentes, viaductos y túneles que impliquen ventajas de una alternativa contra las otras. Como la selección de un anteproyecto se efectúa en planos en los que ya está disponible la configuración topográfica a través de curvas de nivel con la separación vertical adecuada, se pueden determinar los alineamientos horizontal y vertical así como las secciones transversales, con la precisión suficiente para estimar volúmenes de obra, características preliminares de drenaje, análisis inicial de consistencia y diseño conceptual de intersecciones, entronques y pasos, lo que permite seleccionar la mejor opción de entre las analizadas. En la Figura III.7 se ilustra el proceso de anteproyecto

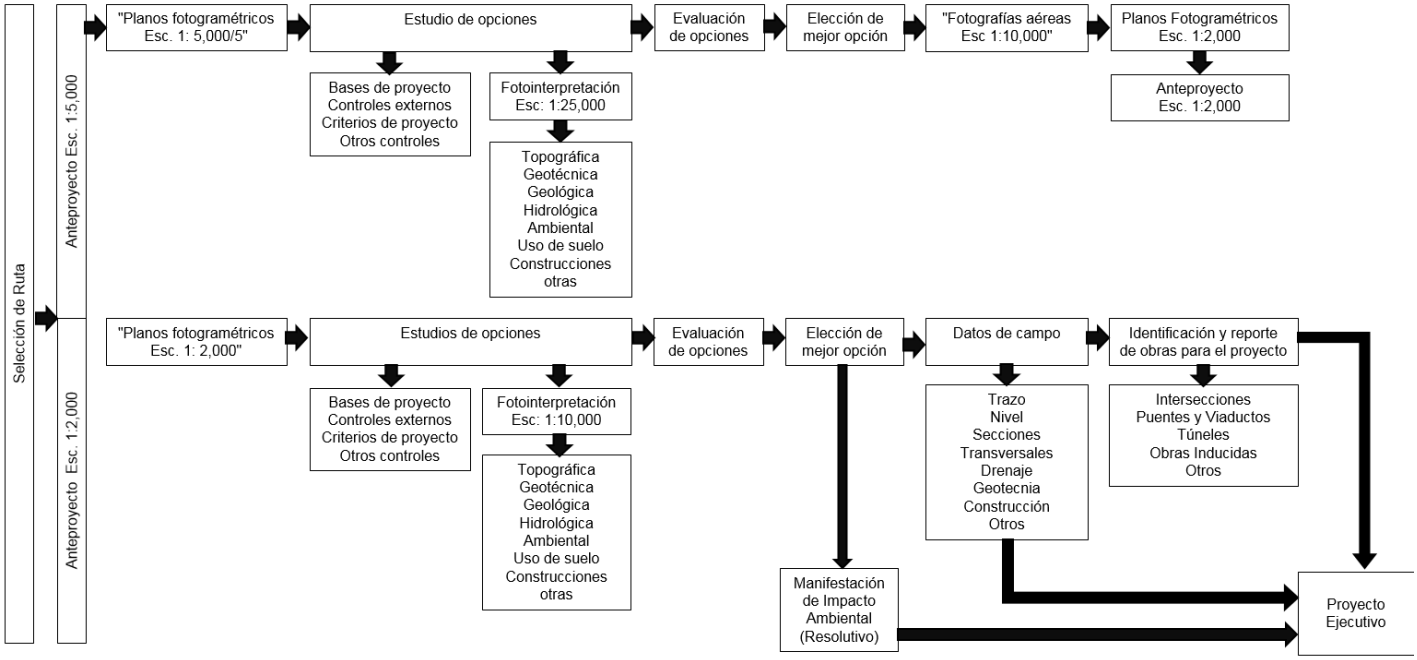


FIGURA III.7. Proceso para Anteproyecto 1:5,000/5 y anteproyecto 1: 2,000/2

Una vez seleccionado el mejor anteproyecto geométrico, dentro de éste y en planos a escala 1: 2,000 con curvas de nivel a cada 2 m, se repite el procedimiento antes descrito, pero ahora localizando las alternativas a mayor detalle y analizándolas a través de programas computacionales que permiten definir con mayor precisión: 1) los movimientos de terracerías, comparando las alternativas desde el punto de vista de volumetría y su costo, así como del costo global del transporte (construcción, operación vehicular, conservación, entre otros.); 2) los sitios donde se requerirán obras de drenaje, puentes, viaductos o túneles. Se selecciona la mejor opción de eje definitivo, el cual se replantea en el campo para la adquisición de la información requerida y realizar los estudios básicos para desarrollar los diseños y elaborar el proyecto constructivo.

- **Proyecto Ejecutivo**

Tiene por objeto determinar las características de la carretera, del alineamiento horizontal y vertical, así como las secciones transversales de construcción, con base en el levantamiento topográfico definitivo y considerando las obras menores y las complementarias de drenaje, así como las de subdrenaje. Incluye información sobre

terracerías, volúmenes de desmonte y despalme, cortes y terraplenes, capa subyacente y capa subrasante, entre otros, así como de los movimientos de tierra, de las obras menores y complementarias de drenaje (tipo, ubicación y volúmenes de obra para cada obra menor o complementaria de drenaje). En su caso, incluye el proyecto de muros, puentes, túneles, intersecciones, entronques y pasos (esquematizado en la Figura III.8).

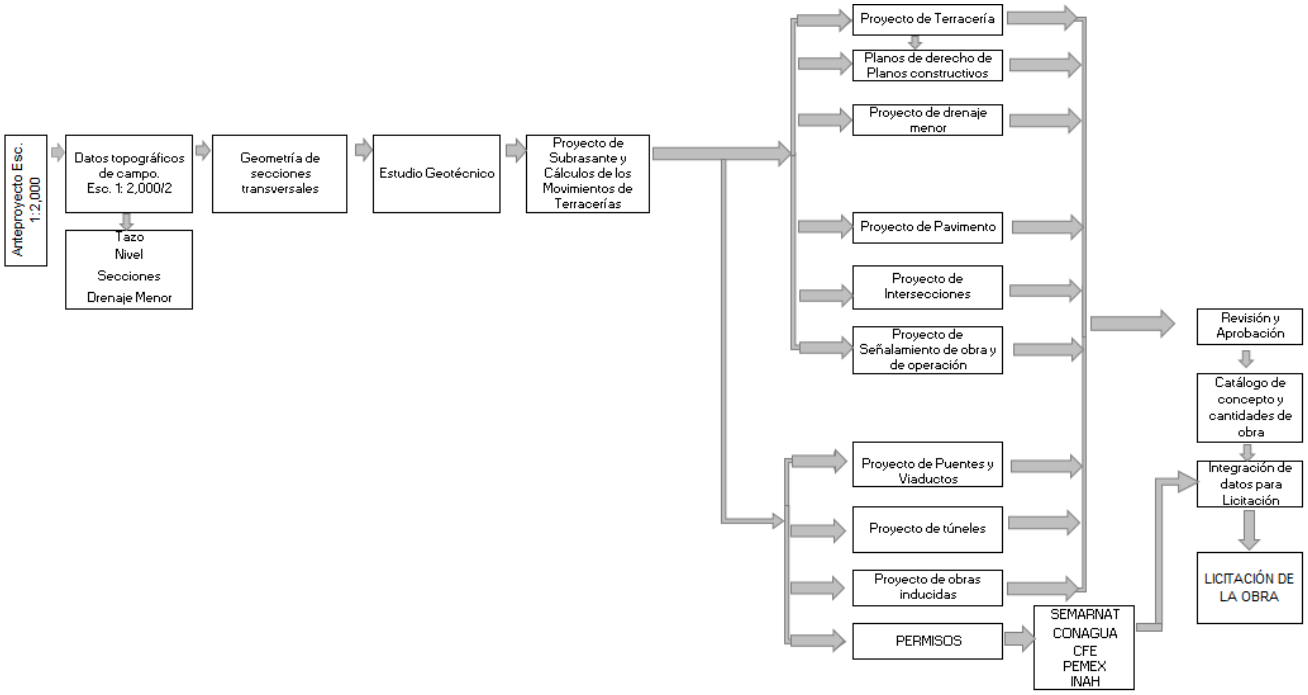


FIGURA III.8. Proceso para proyecto Ejecutivo

El proyecto Ejecutivo se presenta en un conjunto de planos que contienen toda la información de la carretera para construirla. En la Normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se dan mayores detalles sobre aspectos mencionados en la metodología de proyecto.

G. ELEMENTOS DE PROYECTO

- Vehículos de proyecto

Es un vehículo representativo cuyas características se emplearán para establecer los lineamientos que regirán el proyecto geométrico de las carreteras e intersecciones. Las características físicas y operacionales de los vehículos de proyecto para cada tipo de carretera, será conforme a los vehículos autorizados en la NOM-012-SCT-2, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal. Las características de los vehículos de proyecto se muestran en la Tabla III.2 y las Figuras III.9 a III.14.

TABLA III.2.- Vehículos de proyecto, según el tipo de camino

Características	Tipo de Carretera			
	ET y A	B	C	D
	Vehículo de Proyecto			
	TSR	CR	TS	C
Longitud Total del Vehículo, en metros.	31	28.50	18.50	12.50
Distancia entre ejes extremos del vehículo, en centímetros.	2970	2643	1540	762
Ancho Total del Vehículo, en centímetros.	260	260	260	260
Entrevía del vehículo, en centímetros.	260	260	260	260
Relación peso/potencia, kg/hp	175.5	110.5	93.0	92.5

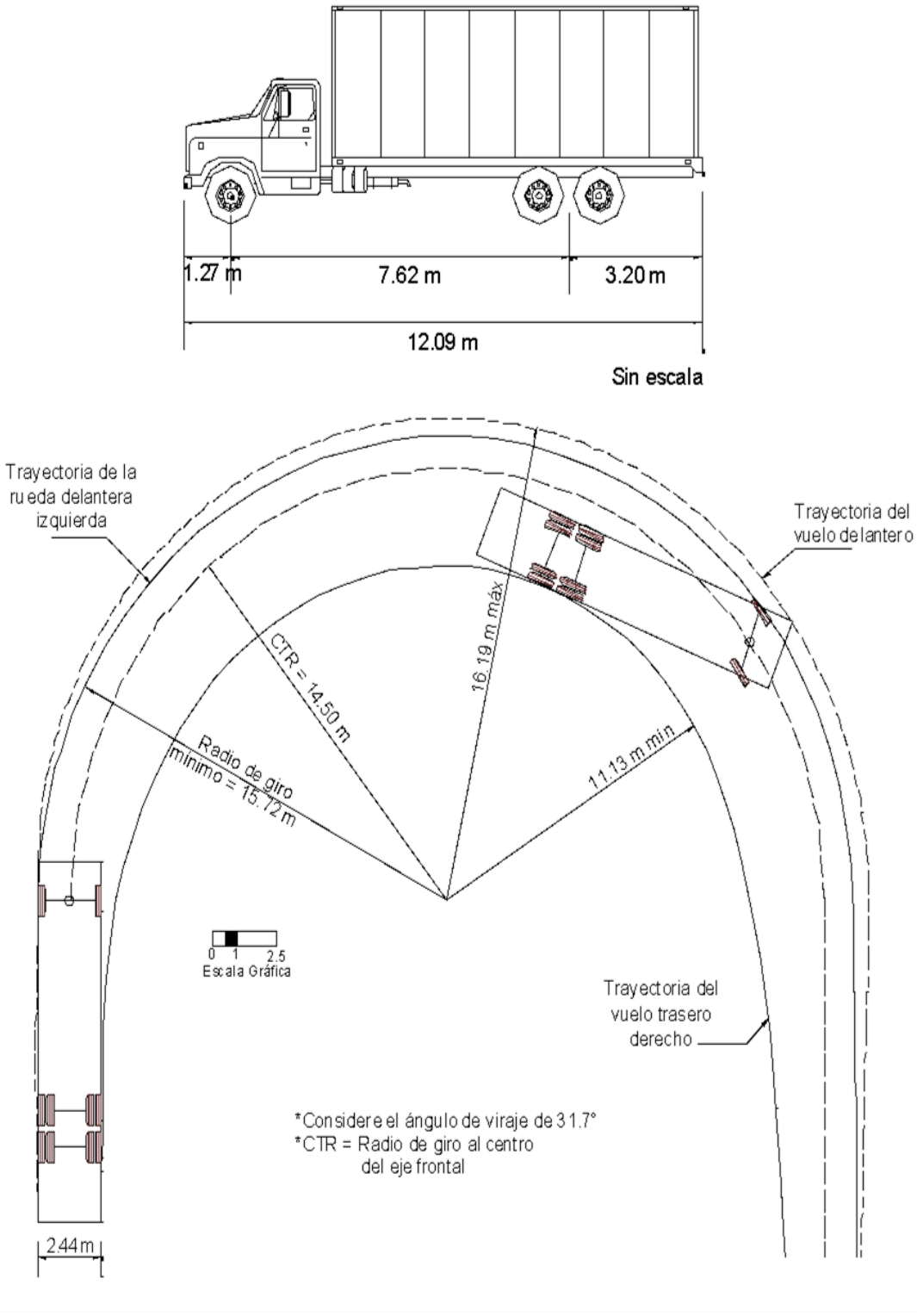


FIGURA III.9.- Dimensiones y trayectoria de giro del vehículo de proyecto “C”

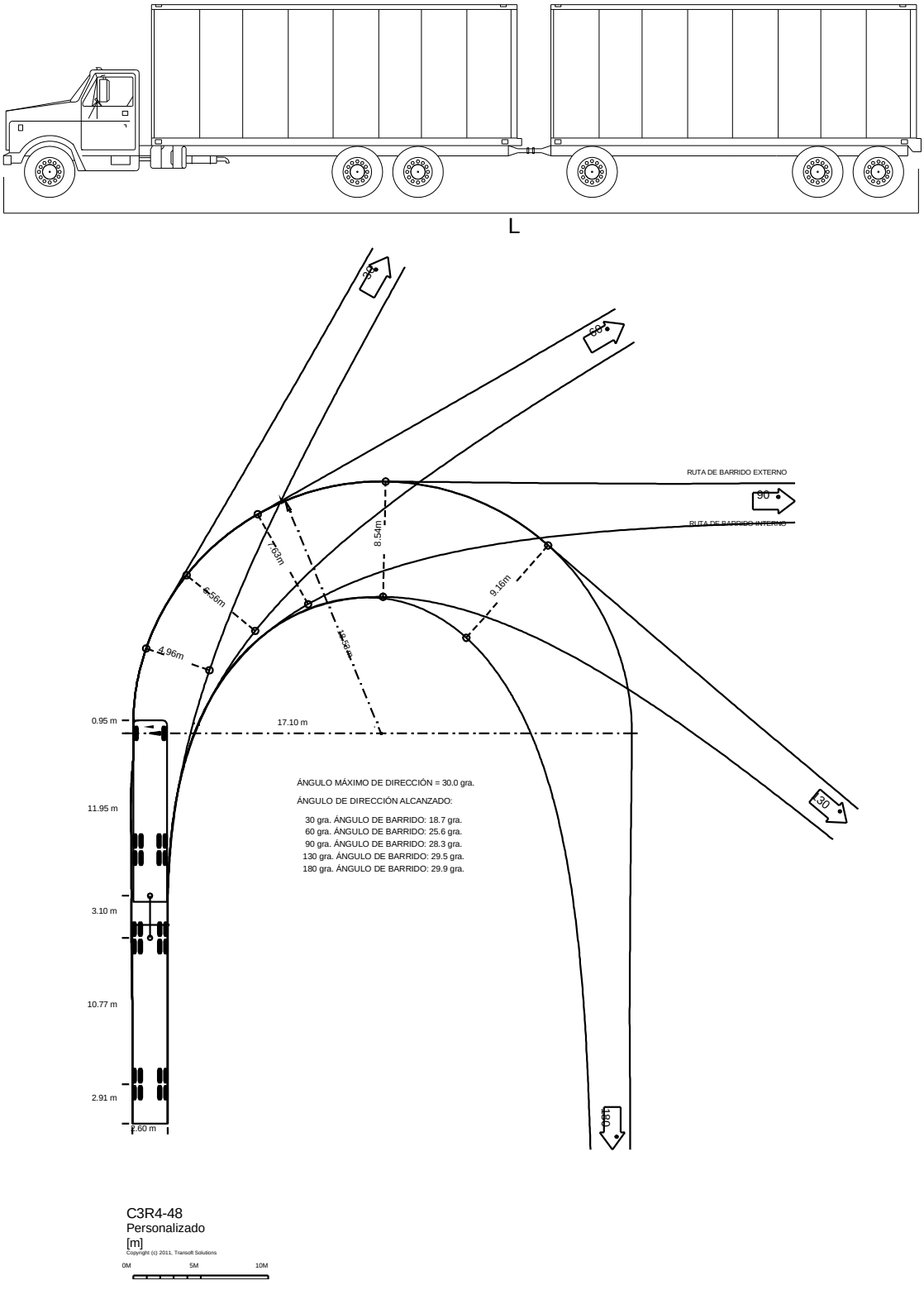


FIGURA III.10.- Trayectorias del vehículo C3R4-48 para diferentes deflexiones con el radio mínimo de giro

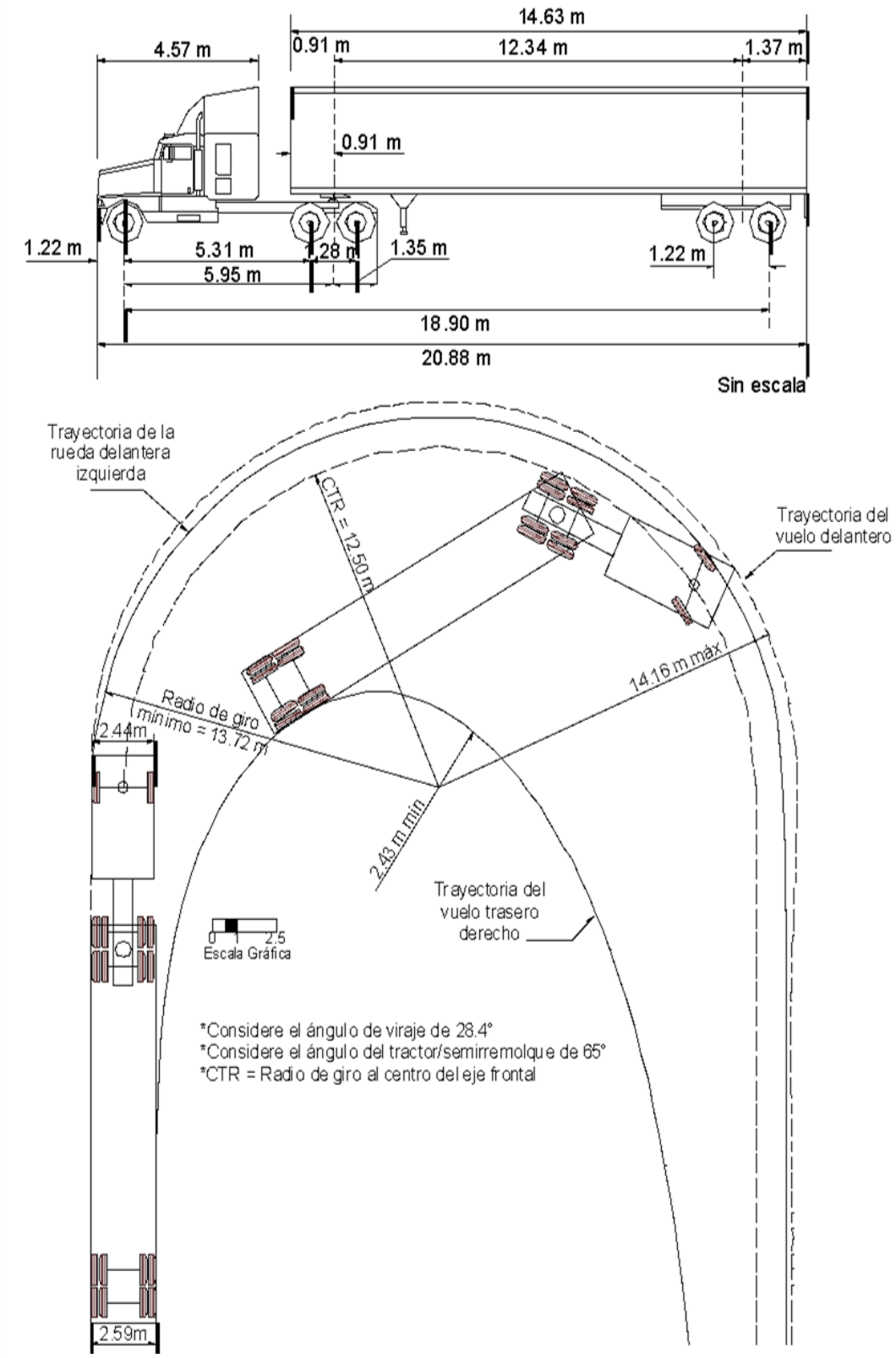


FIGURA III.11.- Dimensiones y trayectoria de giro del vehículo de proyecto DE 1890

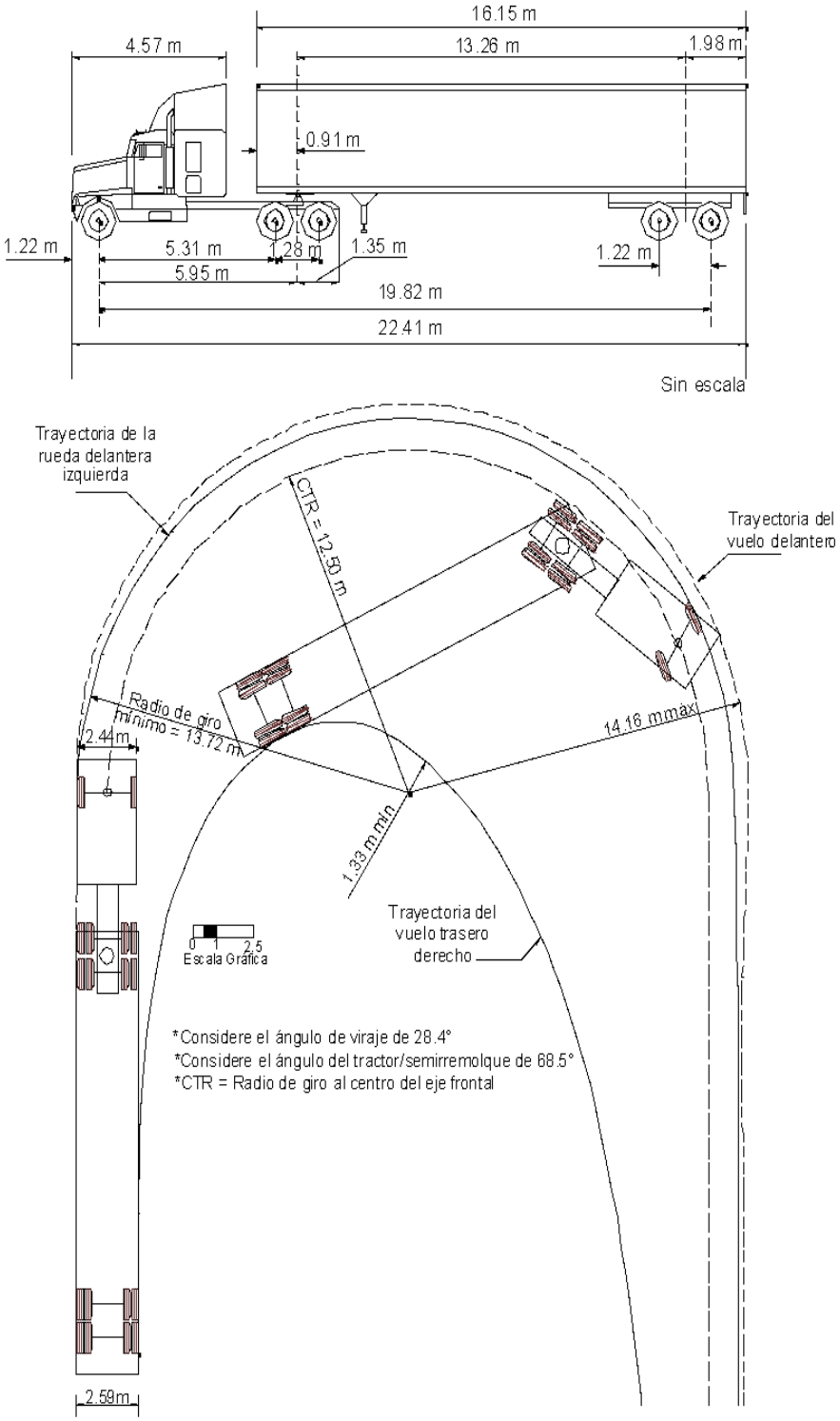


FIGURA III.12.- Dimensiones y trayectoria de giro del vehículo de proyecto DE-1980

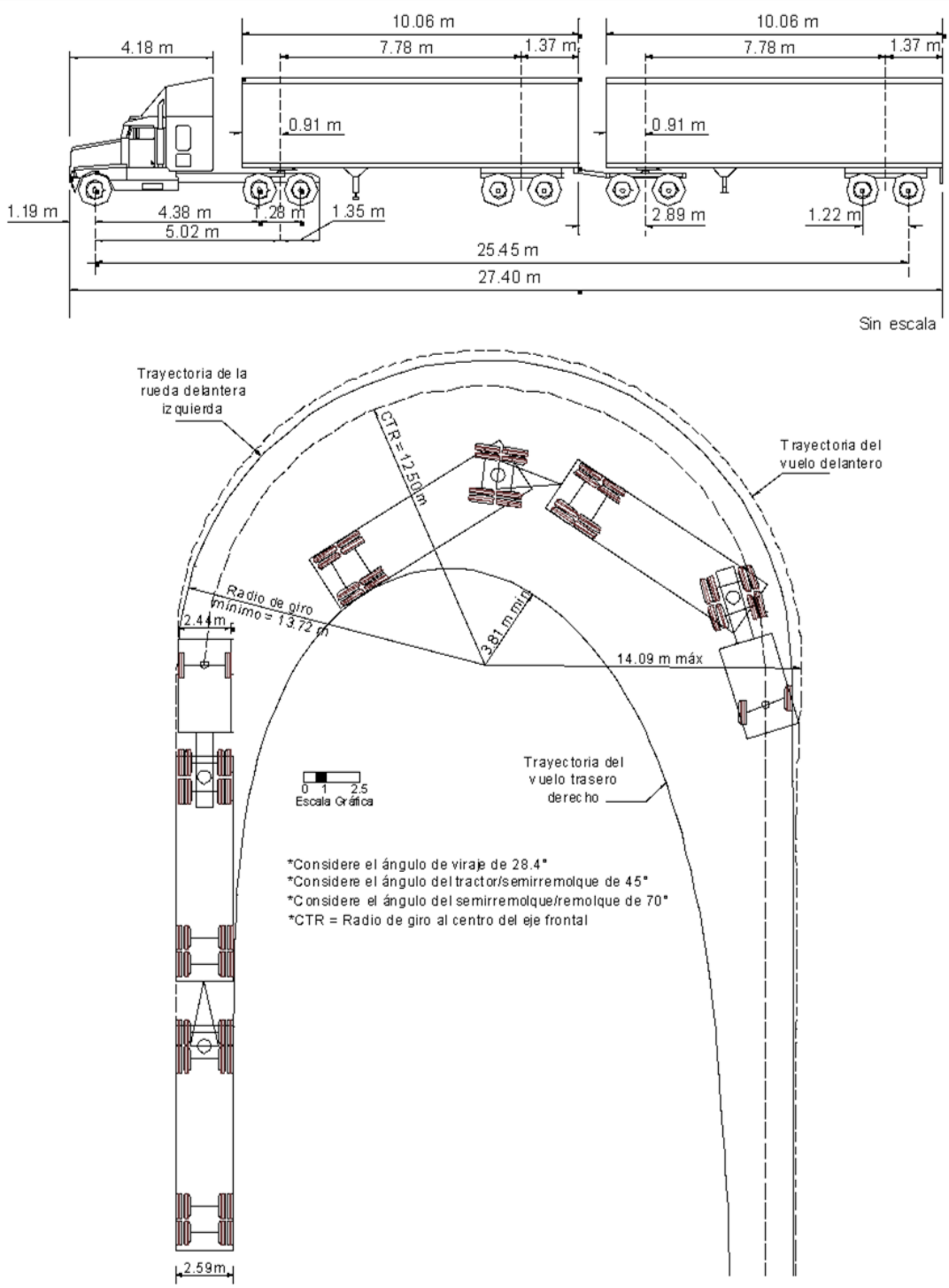


FIGURA III.13.- Dimensiones y trayectoria de giro del vehículo de proyecto DE-2545

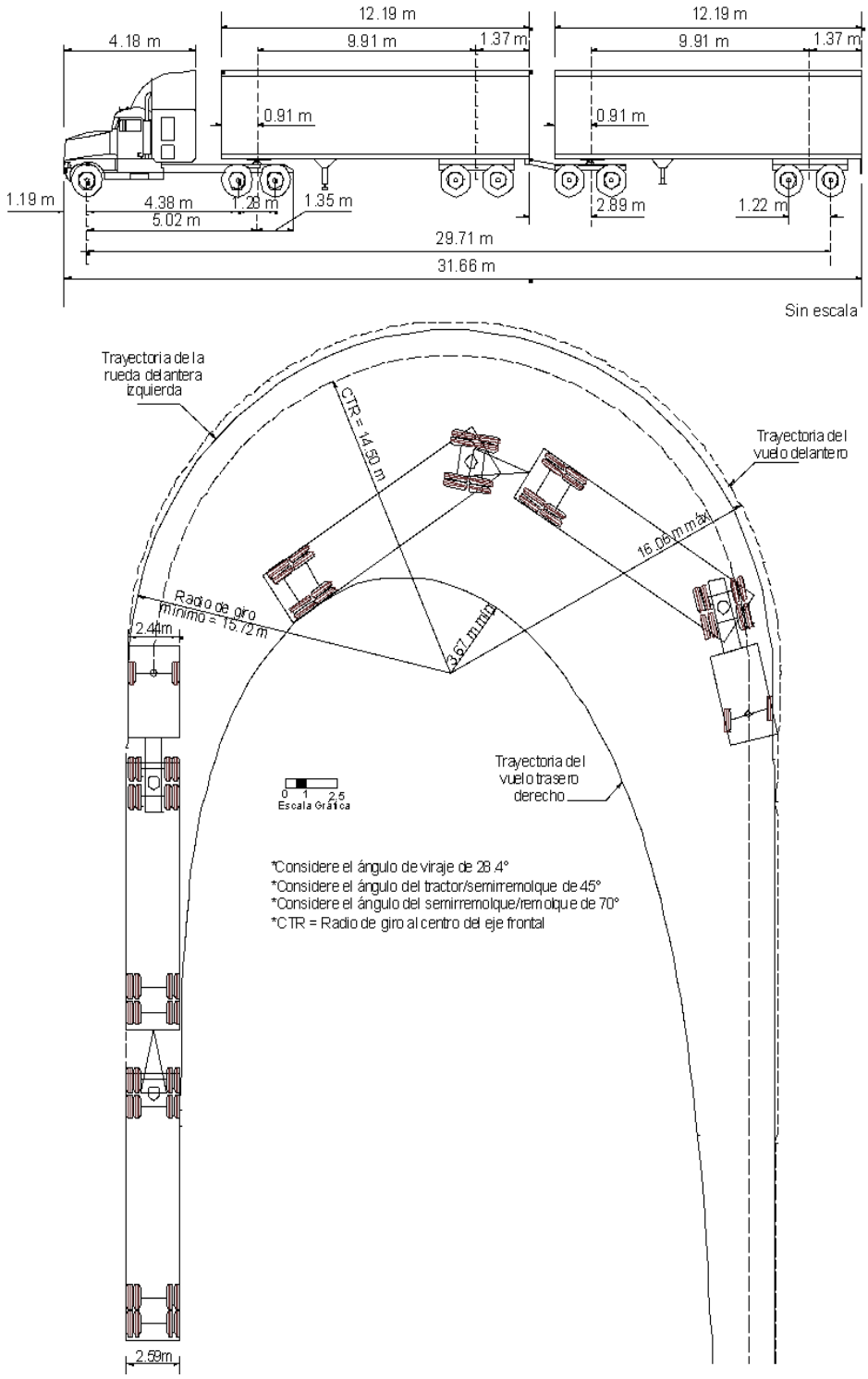


FIGURA III.14.- Dimensiones y trayectoria de giro del vehículo de proyecto DE-2970

- Velocidad de proyecto

  Es la velocidad que se establece de acuerdo al tipo de carretera y se utiliza para diseñar los elementos geométricos de la misma.

- Distancia de visibilidad de parada

  La distancia de visibilidad de parada, es la longitud recorrida por el vehículo durante el tiempo de percepción-reacción del conductor. Se calcula con la siguiente expresión

$$dvp = 0.278 * Vp * t + \frac{Vp^2}{254\left(\frac{a}{g} + p\right)}$$

Donde:

dvp = Distancia de visibilidad de parada, en metros;

Vp = Velocidad de proyecto, en km/h;

p = Pendiente, en decimales;

a = Aceleración,3.4 m/s²;

g = Aceleración de la gravedad,9.81 m/s²;

t = Tiempo de percepción - reacción, en segundos;2.5 s

- Distancia de visibilidad de rebase

  La distancia de visibilidad de rebase, es la distancia requerida por el conductor de un vehículo para adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que circule en sentido opuesto y que sea visible al inicio de la maniobra. Se calcula con la siguiente expresión:

$$dvr = 6.8 * Vp$$

Donde:

dvr = Distancia de visibilidad de rebase, m

Vp = Velocidad de proyecto, km/h

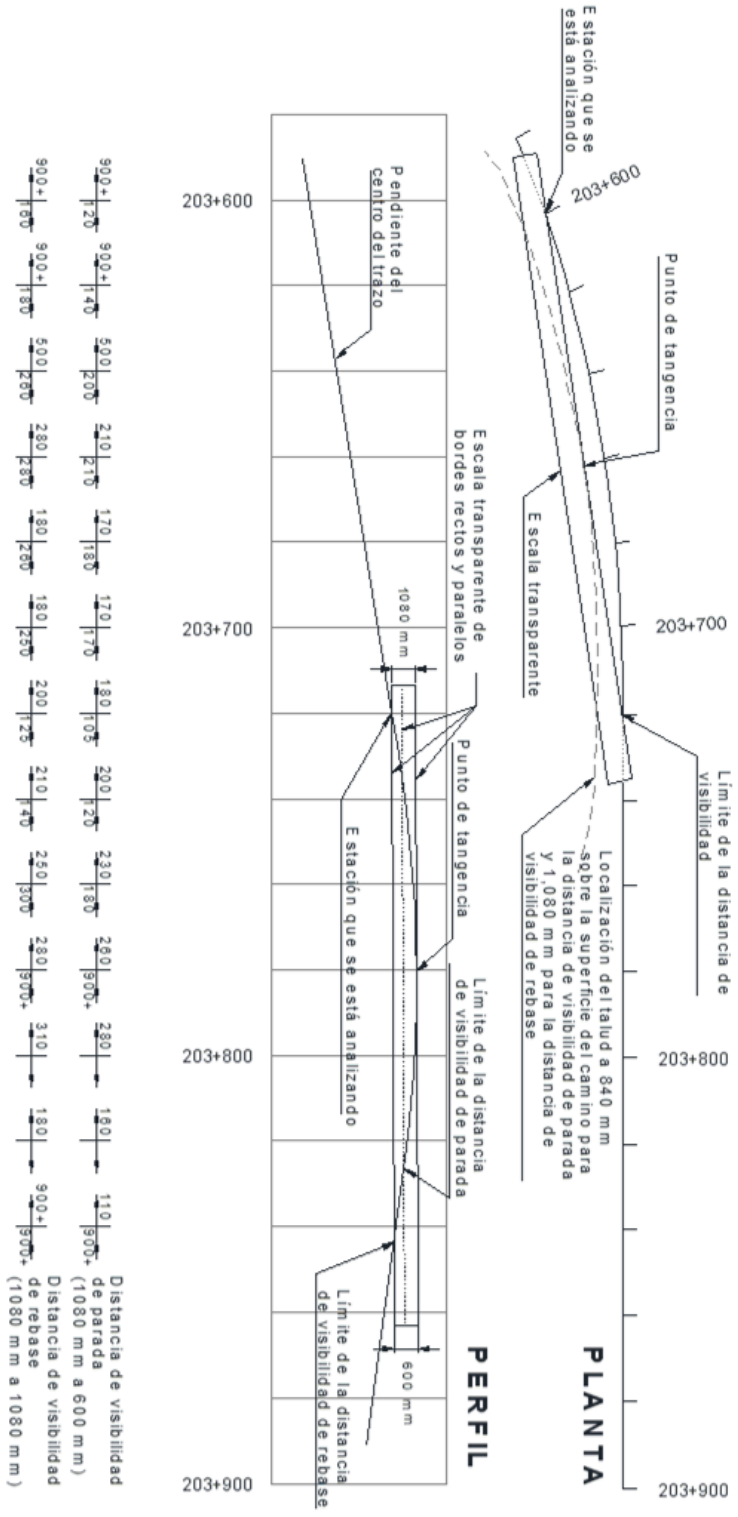


FIGURA III.15.- Medida y registro en planos, de las distancias de visibilidad de parada

H. ALINEAMIENTO HORIZONTAL

H.1. SOBREELEVACIÓN Y COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL

Para que los vehículos al circular en una curva horizontal permanezcan en el camino, es necesario contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga, lo que se consigue mediante el efecto de la pendiente y la fricción transversal.

- Sobreelevación

Es la pendiente transversal que se da a la corona hacia el centro de las curvas del alineamiento horizontal para contrarrestar, parcialmente, el efecto de la fuerza centrífuga.

Procedimiento para obtener la Sobreelevación (S) a partir del coeficiente de fricción transversal (μ), para diferentes grados de curvatura y velocidades de proyecto.

Determinar la sobreelevación máxima considerado el tipo de camino y las condiciones climatológicas.

En carreteras: 10%.

En zonas con heladas o nevadas frecuentes: 8%

En vialidades urbanas: 6%.

Paso No. 1: Determinar los valores de la sobreelevación (línea a), proporcionalmente al grado de curvatura de manera que S = 0 para G = 0 y S = Smáx para G = Gmáx; o sea que para un grado G cualquiera, se tiene:

$$S = (Smáx / Gmáx)\, G$$

Donde:

Smáx = Sobreelevación máxima

Paso No. 2: Determinar los valores de sobreelevación (línea b), para que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tenga toda la fuerza centrífuga contrarrestada por la sobreelevación; esto se hará hasta que se llegue a la sobreelevación máxima con un grado menor al máximo, el modelo es el siguiente:

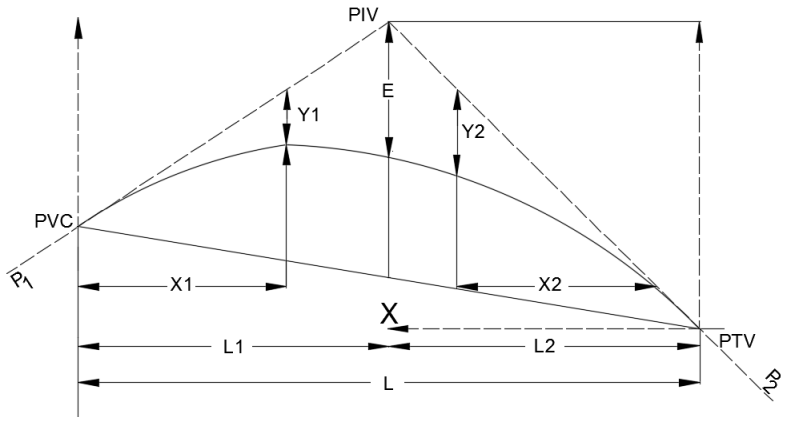
$$S = G * Vp^2 / 146000$$

Donde:

G = Grado de curvatura

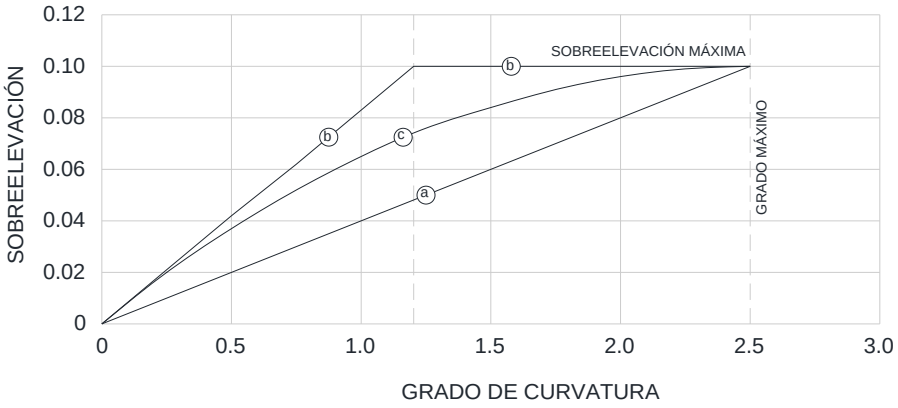
Vp = Velocidad de proyecto

Paso No. 3 Calcular la sobreelevación (línea c) a través de una relación parabólica entre los valores de las líneas a y b.



PIV - Punto de intersección de las tangentes
PCV - Punto en donde comienza la curva vertical
PTV - Punto en donde termina la curva vertical
L - Longitud de la curva vertical,medida por su proyección horizontal, en metros (m), se cumple: L=L1 + L2 y L1 ≠ L2
P - Pendiente de la tangente de entrada en porciento
P_2 - Pendiente de la tangente de salida en porciento
L_1 - Longitud de la primera rama, medida por su proyección horizontal en metros (m).
L_2 - Longitud de la segunda rama, medida por su proyección horizontal en metros (m).
A - Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida
E - Externa. Ordenada vertical desde el PIV a la curva, en metros (m), se setermina con la siguiente formula:
X1 - Distancia horizontal en cualquier punto de la primera rama de la curva medida desde el PCV
X2 - Distancia horizontal en cualquier punto de la primera rama de la curva medida desde el PTV
Y1 - Ordenada vertical en cualquier punto de la primera rama medida desde el pcv, se calcula mediante la siguiente formula:
Y2 - Ordenada vertical en cualquier punto de la primera rama medida desde el pcv, se calcula mediante la siguiente formula:

La parábola que se requiere trazar es asimétrica conforme al siguiente algoritmo y como se muestra en la Figura III.16:



G_{max} $\mu=146000\left(\frac{\mu+S_{max}}{V^2}\right)$

$G_{max}=146000\left(\frac{S_{max}}{V^2}\right)$

$P_1=\left(\frac{S_{max}}{G_{max}}\right)$

$P_2=0$

$A=P_1$

$L_1=G_{max}$

$L_2=G_{max}\mu-G_{max}$

G_{CX}=Grado de curvatura del que se quiere conocer la sobreelevación

SI $G_{CX}\leq G_{max}$

$y_1=E\left(\frac{G_{CX}}{G_{max}}\right)^2$

$S_X=\frac{S_{max\,(G_{CX})}}{G_{max}}-y_1$

$X_1=G_{CX}$

SI $G_{CX}>G_{max}$

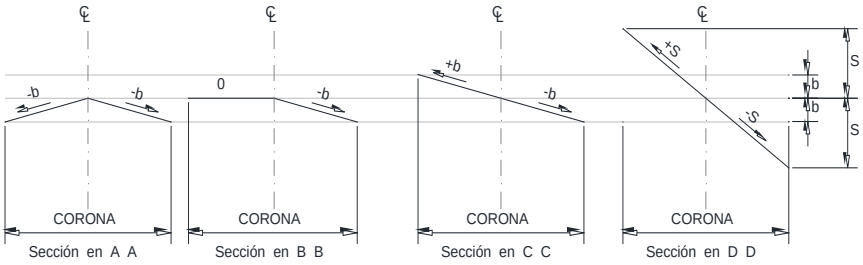
$y_2=E\left(\frac{X_2}{L_2}\right)^2$

$S_X=S_{max}-y_2$

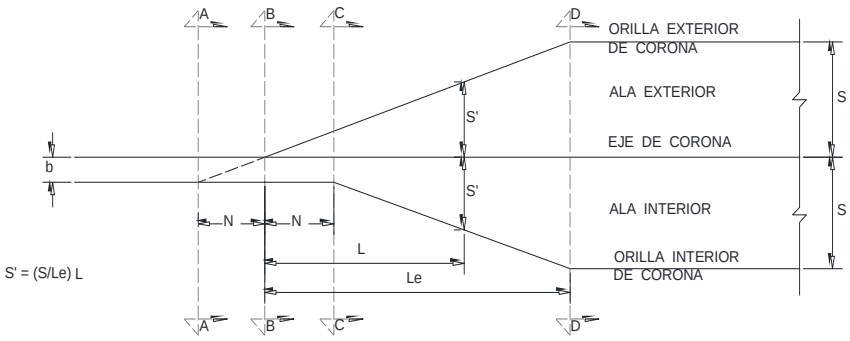
$X_2=G_{max}\mu-G_{CX}$

FIGURA III.16 Elementos de parábola asimétrica

SECCIONES TRANSVERSALES



VARIACIÓN DE LA SOBREELEVACIÓN



LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICIÓN



LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LA CURVA CON CIRCULAR SIMPLE

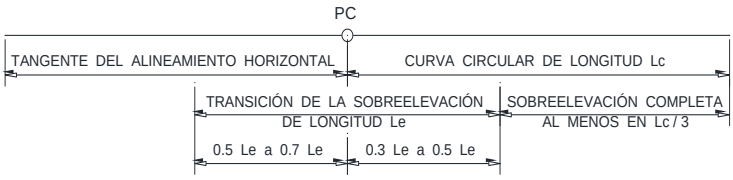


FIGURA III.17.- Desarrollo de la sobreelevación

- Coeficiente de Fricción Transversal

Es la fuerza que se genera entre las llantas del vehículo y la superficie de rodadura y para su determinación interviene la fricción transversal y la aceleración de la gravedad En la Tabla III.3 se muestran los valores para proyecto:

TABLA III.3.- Coeficientes de fricción para proyecto, considerando pavimento mojado

Velocidad, en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Coeficiente de fricción μ	0.28	0.23	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11

El coeficiente de fricción para proyecto, se considera para condiciones de pavimento mojado.

H.2. RADIO MÍNIMO Y GRADO MÁXIMO DE CURVATURA

El radio mínimo: es el valor límite de curvatura para la velocidad de diseño y se determina a partir de la sobreelevación máxima y del factor de fricción transversal para diseño.

El radio de curvatura mínimo, $R_{mín}$ se puede calcular directamente a partir de la fórmula de la curva.

$$R_{mín} = \frac{Vp^2}{127 * (0.01\, S_{máx} + \mu)}$$

Donde:

Vp = Velocidad de proyecto, en km/h;

$S_{máx}$ = Sobreelevación máxima de la curva, en decimales;

μ = Coeficiente de fricción transversal.

Grado máximo de curvatura: Es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad una curva con la sobreelevación máxima y el coeficiente de fricción establecido para la velocidad de proyecto. Se calcula con la siguiente expresión matemática:

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

Donde:

$G_{máx}$ = Grado máximo de curvatura, en grados;

$S_{máx}$ = Sobreelevación máxima ,en valor absoluto;

μ = Coeficiente de fricción transversal;

Vp = Velocidad de proyecto, en km/h.

H.3. CURVA ESPIRAL DE TRANSICIÓN

Los vehículos para desplazarse con seguridad al pasar de un tramo en tangente a otro tramo en curva circular, es necesario que éste se proporcione en forma gradual, mediante una curva que les permita cambiar de trayectoria y de la sección transversal en tangente a la sección transversal en curva, para ello es necesario efectuar la conectividad entre estos dos elementos mediante una curva espiral tipo Euler también llamada clotoide.

Longitud mínima de la espiral. La longitud de la espiral, considera la comodidad del conductor y los desplazamientos en la posición lateral de los vehículos. La comodidad del conductor es proporcional a la longitud de la espiral lo que le permite aumentar la comodidad durante la aceleración lateral a medida que el vehículo se desplaza en la curva espiral. La longitud mínima de la espiral se calcula como se indica en la siguiente fórmula:

$$Le = 8\ Vp * S$$

Donde:

Le = Longitud de espiral mínima;

Vp = Velocidad de proyecto, en km/h;

S = Sobreelevación, en decimales.

H.4. ANCHO DE CALZADA EN CURVA

Los vehículos al circular por las curvas del alineamiento horizontal requieren de un ancho mayor que cuando circulan sobre las tangentes; la ampliación necesaria en curva, varía conforme al tipo de vehículo de proyecto y sus dimensiones, así como, de la longitud del radio de la curva.

Las dimensiones del vehículo de proyecto utilizadas para determinar la ampliación en curva, incluyen el ancho de la entrevía *U*, la distancia libre lateral *C*; el ancho del vuelo delantero ocupando el carril interior *FA*; el ancho del vuelo trasero *FB*; y un ancho por dificultad de manejo en curvas *Z*.

El ancho *U* de un vehículo siguiendo una curva, es la distancia entre las huellas externas de las llantas del vehículo, también conocido como el sobre ancho de la entrevía del vehículo, es la suma del ancho de la huella en tangente y el valor del desfasamiento.

El desfasamiento depende del grado de curvatura, del número y ubicación de los puntos de articulación y de la distancia entre ejes.

El ancho de la entrevía en curva *U* se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$U = u + R - \sqrt{R^2 - \sum L_i^2}$$

Donde:

U = Ancho de la entrevía en curva, en m;

u = Ancho de la entrevía en tangente (de paño exterior a paño exterior de las llantas), en m;

R_c = Radio de curvatura o giro, en m;

L_i = Distancia entre ejes del vehículo de proyecto, entre ejes consecutivos (o arreglo de ejes tándem) y puntos de articulación, en m.

Esta ecuación puede ser utilizada para cualquier radio, número de articulaciones y longitud de distancias entre ejes; el radio para curvas abiertas en carreteras es el punto medio del eje frontal; como quiera que sea, para muchos propósitos de diseño en carreteras de dos carriles, el radio de curvatura a la línea central del camino puede utilizarse por simplicidad de cálculo.

La distancia libre lateral C, previene la distancia libre entre la orilla de la calzada y la huella de la llanta más cercana y para la distancia libre entre los cuerpos de los vehículos que se pasan o se encuentran.

Esta distancia libre por vehículo se supone de 0.6; 0.75; y 0.9 m para anchos de calzada en tangente act, igual a 6.0, 6.6, y 7.2 m, respectivamente.

No obstante lo anterior, esta distancia libre lateral para diferentes anchos de calzada, se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$C = \frac{act - (n * Ev)}{n}$$

Donde:

C = Distancia libre lateral entre la orilla de la calzada y la llanta del vehículo; así como, la distancia libre entre los cuerpos de los vehículos que se rebasan o se encuentran, en m;

act = Ancho de la calzada en tangente, en m;

n = Número de carriles;

Ev = Entrevía del vehículo, en m (varía de 2.44 m a 2.60 m).

Los valores de C para proyecto se utilizarán los que se obtengan con la ecuación.

El ancho del vuelo frontal FA, es la distancia radial entre la orilla externa de la huella de la llanta del eje frontal exterior y la proyección de la esquina frontal del cuerpo del vehículo. Para curvas, FA depende del radio de curvatura, de lo extendido del vuelo delantero del vehículo de proyecto y de la distancia entre ejes del mismo.

En el caso de vehículos articulados solamente se utiliza la distancia entre ejes del tractor.

$$F_A = \sqrt{R^2 + A\,(2L + A)} - R$$

Donde:

F_A = Ancho del vuelo delantero del vehículo, en m;

A = Vuelo delantero del vehículo en la parte interna del carril, en m;

L = Distancia entre ejes del camión unitario o tractor, en m.

La proyección del vuelo trasero *(FB)* es la distancia radial entre la cara externa de la rueda trasera interna y el borde trasero interior de la carrocería. Para el vehículo de diseño tipo A, el ancho del cuerpo es *0.3 m* mayor que el ancho de la entrevía trasera del propio vehículo, lo que hace que *FB* sea igual a *0.15 m.* En los camiones de diseño, el ancho del cuerpo es igual a la entrevía vehicular de las llantas traseras y, por lo tanto, *FB = 0.*

El ancho adicional por dificultad de maniobra (Z) es un ancho radial que se adiciona como tolerancia debido a las distintas formas de circular de los conductores en las curvas horizontales, y está expresado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

Z = Ancho adicional, en m;

V = Velocidad de proyecto, en km/h;

R = Radio de curvatura, en m.

H.5. ANCHO DE CALZADA EN CURVA HORIZONTAL

El ancho de calzada en curva se determina con la siguiente ecuación:

$$acc = N\,(U + C) + (N - 1)\,F_A + Z$$

Donde:

acc = Ancho de calzada en curva, en m;

N = Número de carriles;

U = Entrevía del vehículo de proyecto (de paño a paño exterior de las llantas, en m;

C = Distancia libre lateral, en m;

Z = Sobre ancho asignado, en m.

El ancho de calzada requerido en una curva *acc* tiene diferentes componentes relacionados a la operación en las curvas, que incluyen: El ancho *U* de la trayectoria de cada vehículo que viene o rebasa; el espacio lateral para cada vehículo *C*; el ancho de la proyección frontal del vehículo que ocupa el carril o carriles interiores F_A; y un ancho adicional por dificultad del manejo en curva *Z.*

Para determinar el ancho *acc*, es necesario seleccionar un vehículo de diseño apropiado. El vehículo de diseño será comúnmente un camión debido a que el despiste es mucho mayor en los camiones que en los vehículos de pasajeros.

La ampliación de la calzada en una curva horizontal es la diferencia entre el ancho determinado en la curva y el ancho de la tangente:

$$ac = acc - act$$

Donde:

ac = Ampliación en curva, en m;

acc = Ancho de calzada en curva, en m;

act = Ancho de calzada en tangente, en m.

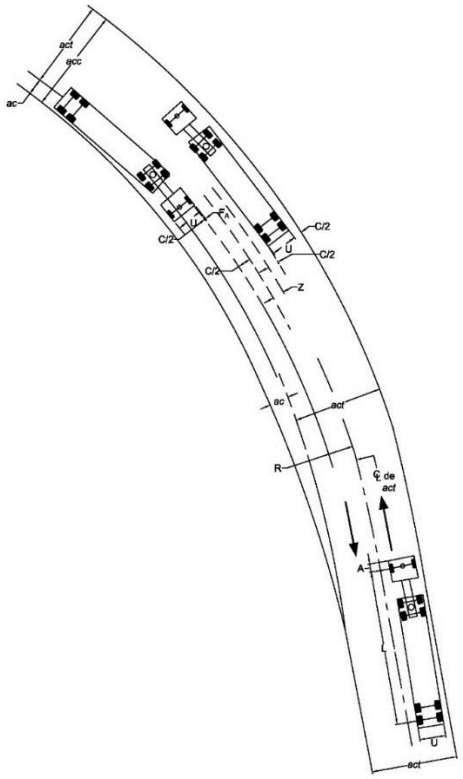


FIGURA III.18.- Componentes de la Ampliación en Curvas de Carreteras (Carreteras de Dos Carriles, en Una o en Ambas Direcciones)

H.6. VALORES DE DISEÑO PARA AMPLIACIÓN DE CALZADA

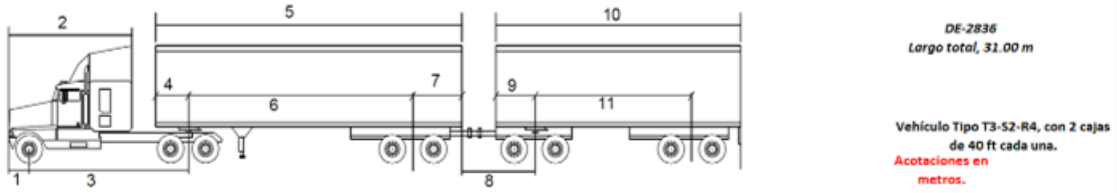
La ampliación mínima es de 0.5 m; para ampliaciones menores, se puede prescindir de estas y las de dimensiones subsecuentes se redondearán al decímetro superior.

En las Tablas de la III.4 a la III.7 se presentan los valores de las ampliaciones en curva (Ac) y sobreelevaciones (S) para los diferentes vehículos y velocidades de proyecto en función de los radios de curvatura, para caminos de dos carriles.

ANCHOS DE CALZADA EN CURVA, CONSIDERANDO ANCHO DE CALZADA EN TANGENTE DE 7.0 m, PARA CAMINOS TIPO ET y A

Vehículo de Proyecto : DE 2836, Configuración vehicular: T3S2R4 de 31.00 m de longitud.

VEL / Gc	10		20		30		40		50		60		70		80		90		100		110	
	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac
0.25	7.09	0.09	7.10	0.10	7.11	0.11	7.13	0.13	7.14	0.14	7.16	0.16	7.17	0.17	7.19	0.19	7.20	0.20	7.22	0.22	7.23	0.23
0.50	7.14	0.09	7.16	0.16	7.18	0.18	7.20	0.20	7.23	0.23	7.25	0.25	7.27	0.27	7.29	0.29	7.31	0.31	7.33	0.33	7.35	0.35
0.75	7.20	0.20	7.22	0.22	7.25	0.25	7.27	0.27	7.30	0.30	7.32	0.32	7.35	0.35	7.38	0.38	7.40	0.40	7.43	0.43	7.45	0.45
1.00	7.25	7.25	7.28	0.28	7.31	0.31	7.34	0.34	7.37	0.37	7.40	0.40	7.43	0.43	7.46	0.46	7.49	0.49	7.52	0.52	7.55	0.55
1.25	7.30	0.30	7.34	0.34	7.37	0.37	7.40	0.40	7.44	0.44	7.47	0.47	7.50	0.50	7.54	0.54	7.57	0.57	7.60	0.60	7.63	0.63
1.50	7.36	0.36	7.39	0.39	7.43	0.43	7.47	0.47	7.50	0.50	7.54	0.54	7.58	0.58	7.61	0.61	7.65	0.65	7.68	0.68	7.72	0.72
1.75	7.41	0.41	7.45	0.45	7.49	0.49	7.53	0.53	7.57	0.57	7.61	0.61	7.65	0.65	7.68	0.68	7.72	0.72	7.76	0.76	7.80	0.80
2.00	7.46	0.46	7.51	0.51	7.55	0.55	7.59	0.59	7.63	0.63	7.67	0.67	7.71	0.71	7.76	0.76	7.80	0.80	7.84	0.84	7.88	0.88
2.25	7.52	0.52	7.56	0.56	7.61	0.61	7.65	0.65	7.69	0.69	7.74	0.74	7.78	0.78	7.83	0.83	7.87	0.87	7.92	0.92	7.96	0.96
2.50	7.57	0.57	7.62	0.62	7.66	0.66	7.71	0.71	7.76	0.76	7.80	0.80	7.85	0.85	7.90	0.90	7.94	0.94	7.99	0.99	8.04	1.04
2.75	7.62	0.62	7.67	0.67	7.72	0.72	7.77	0.77	7.82	0.82	7.87	0.87	7.92	0.92	7.97	0.97	8.01	1.01	8.06	1.06	8.11	1.11
3.00	7.67	0.67	7.73	0.73	7.78	0.78	7.83	0.83	7.88	0.88	7.93	0.93	7.98	0.98	8.03	1.03	8.08	1.08	8.14	1.14		
3.25	7.73	0.73	7.78	0.78	7.83	0.83	7.89	0.89	7.94	0.94	7.99	0.99	8.05	1.05	8.10	1.10	8.15	1.15	8.21	1.21		
3.50	7.78	0.78	7.84	0.84	7.89	0.89	7.95	0.95	8.00	1.00	8.06	1.06	8.11	1.11	8.17	1.17	8.22	1.22				
3.75	7.83	0.83	7.89	0.89	7.95	0.95	8.00	1.00	8.06	1.06	8.12	1.12	8.18	1.18	8.23	1.23	8.29	1.29				
4.00	7.88	0.88	7.94	0.94	8.00	1.00	8.06	1.06	8.12	1.12	8.18	1.18	8.24	1.24	8.30	1.30	8.36	1.36				
4.25	7.94	0.94	8.00	1.00	8.06	1.06	8.12	1.12	8.18	1.18	8.24	1.24	8.30	1.30	8.36	1.36	8.42	1.42				
4.50	7.99	0.99	8.05	1.05	8.11	1.11	8.18	1.18	8.24	1.24	8.30	1.30	8.36	1.36	8.43	1.43						
4.75	8.04	1.04	8.11	1.11	8.17	1.17	8.23	1.23	8.30	1.30	8.36	1.36	8.43	1.43	8.49	1.49						
5.00	8.09	1.09	8.16	1.16	8.23	1.23	8.29	1.29	8.36	1.36	8.42	1.42	8.49	1.49	8.56	1.56						
5.25	8.15	1.15	8.21	1.21	8.28	1.28	8.35	1.35	8.42	1.42	8.48	1.48	8.55	1.55	8.62	1.62						
5.50	8.20	1.20	8.27	1.27	8.34	1.34	8.41	1.41	8.47	1.47	8.54	1.54	8.61	1.61	8.68	1.68						
5.75	8.25	1.25	8.32	1.32	8.39	1.39	8.46	1.46	8.53	1.53	8.60	1.60	8.67	1.67								
6.00	8.30	1.30	8.37	1.37	8.45	1.45	8.52	1.52	8.59	1.59	8.66	1.66	8.74	1.74								
6.25	8.35	1.35	8.43	1.43	8.50	1.50	8.57	1.57	8.65	1.65	8.72	1.72	8.80	1.80								
6.50	8.41	1.41	8.48	1.48	8.56	1.56	8.63	1.63	8.71	1.71	8.78	1.78	8.86	1.86								
6.75	8.46	1.46	8.53	1.53	8.61	1.61	8.69	1.69	8.76	1.76	8.84	1.84	8.92	1.92								
7.00	8.51	1.51	8.59	1.59	8.67	1.67	8.74	1.74	8.82	1.82	8.90	1.90	8.98	1.98								
7.25	8.56	1.56	8.64	1.64	8.72	1.72	8.80	1.80	8.88	1.88	8.96	1.96	9.04	2.04								
7.50	8.61	1.61	8.69	1.69	8.78	1.78	8.86	1.86	8.94	1.94	9.02	2.02	9.10	2.10								



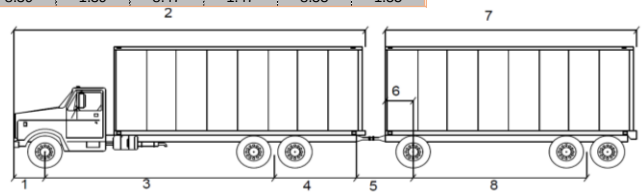
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
Vehículo de Proyecto	Vuelo Delantero	Largo total de la cabina del tractor	Distancia entre ejes del tractor	Distancia Paño Delantero del Semi-Remolque a la Quinta Rueda.	Largo Total del Semi-Remolque.	Distancia entre ejes del semi - Remolque	Vuelo trasero del semi-remolque	Distancia Gancho Pinzon-Quinta rueda del dolly	Distancia Paño Delantero del Remolque a la Quinta Rueda	Largo total del remolque	Distancia entre ejes del Remolque	Vuelo trasero del remolque	Largo total de la combinación
T3-S2-R4	1.25	4.00	4.96	0.9	12.19	9.9	1.39	2.21	0.9	12.19	9.9	1.39	31

TABLA III.4.- Ampliaciones y anchos de calzada en curva, para caminos tipo ET y A, considerando ancho de carriles de 3.50 m
Vehículo de Proyecto: DE - 2836, (camión tipo T3S2R4 de 31.00 m de largo)

ANCHOS DE CALZADA EN CURVA, CONSIDERANDO ANCHO DE CALZADA EN TANGENTE DE 7.0 m, PARA CAMINOS TIPO B

Vehículo de Proyecto : DE 2434, Configuración vehicular: C3R3 de 28.50 m de longitud.

VEL	10		20		30		40		50		60		70		80		90		100		110	
Gc	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac
0.25	7.07	0.07	7.08	0.08	7.10	0.10	7.11	0.11	7.13	0.13	7.14	0.14	7.16	0.16	7.17	0.17	7.18	0.18	7.20	0.20	7.21	0.21
0.50	7.11	0.07	7.13	0.13	7.15	0.15	7.17	0.17	7.19	0.19	7.21	0.21	7.23	0.23	7.25	0.25	7.27	0.27	7.29	0.29	7.31	0.31
0.75	7.14	0.14	7.17	0.17	7.19	0.19	7.22	0.22	7.24	0.24	7.27	0.27	7.30	0.30	7.32	0.32	7.35	0.35	7.37	0.37	7.40	0.40
1.00	7.18	7.18	7.21	0.21	7.24	0.24	7.27	0.27	7.30	0.30	7.33	0.33	7.36	0.36	7.38	0.38	7.41	0.41	7.44	0.44	7.47	0.47
1.25	7.21	0.21	7.25	0.25	7.28	0.28	7.31	0.31	7.35	0.35	7.38	0.38	7.41	0.41	7.44	0.44	7.48	0.48	7.51	0.51	7.54	0.54
1.50	7.25	0.25	7.28	0.28	7.32	0.32	7.36	0.36	7.39	0.39	7.43	0.43	7.47	0.47	7.50	0.50	7.54	0.54	7.57	0.57	7.61	0.61
1.75	7.28	0.28	7.32	0.32	7.36	0.36	7.40	0.40	7.44	0.44	7.48	0.48	7.52	0.52	7.56	0.56	7.60	0.60	7.64	0.64	7.67	0.67
2.00	7.32	0.32	7.36	0.36	7.40	0.40	7.44	0.44	7.49	0.49	7.53	0.53	7.57	0.57	7.61	0.61	7.65	0.65	7.69	0.69	7.74	0.74
2.25	7.35	0.35	7.40	0.40	7.44	0.44	7.49	0.49	7.53	0.53	7.57	0.57	7.62	0.62	7.66	0.66	7.71	0.71	7.75	0.75	7.80	0.80
2.50	7.39	0.39	7.43	0.43	7.48	0.48	7.53	0.53	7.57	0.57	7.62	0.62	7.67	0.67	7.71	0.71	7.76	0.76	7.81	0.81	7.85	0.85
2.75	7.42	0.42	7.47	0.47	7.52	0.52	7.57	0.57	7.62	0.62	7.67	0.67	7.72	0.72	7.76	0.76	7.81	0.81	7.86	0.86	7.91	0.91
3.00	7.46	0.46	7.51	0.51	7.56	0.56	7.61	0.61	7.66	0.66	7.71	0.71	7.76	0.76	7.81	0.81	7.87	0.87	7.92	0.92		
3.25	7.49	0.49	7.54	0.54	7.60	0.60	7.65	0.65	7.70	0.70	7.76	0.76	7.81	0.81	7.86	0.86	7.92	0.92	7.97	0.97		
3.50	7.52	0.52	7.58	0.58	7.63	0.63	7.69	0.69	7.75	0.75	7.80	0.80	7.86	0.86	7.91	0.91	7.97	0.97				
3.75	7.56	0.56	7.62	0.62	7.67	0.67	7.73	0.73	7.79	0.79	7.84	0.84	7.90	0.90	7.96	0.96	8.02	1.02				
4.00	7.59	0.59	7.65	0.65	7.71	0.71	7.77	0.77	7.83	0.83	7.89	0.89	7.95	0.95	8.01	1.01	8.06	1.06				
4.25	7.63	0.63	7.69	0.69	7.75	0.75	7.81	0.81	7.87	0.87	7.93	0.93	7.99	0.99	8.05	1.05	8.11	1.11				
4.50	7.66	0.66	7.72	0.72	7.79	0.79	7.85	0.85	7.91	0.91	7.97	0.97	8.04	1.04	8.10	1.10						
4.75	7.69	0.69	7.76	0.76	7.82	0.82	7.89	0.89	7.95	0.95	8.02	1.02	8.08	1.08	8.14	1.14						
5.00	7.73	0.73	7.79	0.79	7.86	0.86	7.93	0.93	7.99	0.99	8.06	1.06	8.12	1.12	8.19	1.19						
5.25	7.76	0.76	7.83	0.83	7.90	0.90	7.96	0.96	8.03	1.03	8.10	1.10	8.17	1.17	8.24	1.24						
5.50	7.80	0.80	7.86	0.86	7.93	0.93	8.00	1.00	8.07	1.07	8.14	1.14	8.21	1.21	8.28	1.28						
5.75	7.83	0.83	7.90	0.90	7.97	0.97	8.04	1.04	8.11	1.11	8.18	1.18	8.25	1.25								
6.00	7.86	0.86	7.93	0.93	8.01	1.01	8.08	1.08	8.15	1.15	8.22	1.22	8.30	1.30								
6.25	7.90	0.90	7.97	0.97	8.04	1.04	8.12	1.12	8.19	1.19	8.27	1.27	8.34	1.34								
6.50	7.93	0.93	8.00	1.00	8.08	1.08	8.16	1.16	8.23	1.23	8.31	1.31	8.38	1.38								
6.75	7.96	0.96	8.04	1.04	8.12	1.12	8.19	1.19	8.27	1.27	8.35	1.35	8.42	1.42								
7.00	8.00	1.00	8.07	1.07	8.15	1.15	8.23	1.23	8.31	1.31	8.39	1.39	8.47	1.47								
7.25	8.03	1.03	8.11	1.11	8.19	1.19	8.27	1.27	8.35	1.35	8.43	1.43	8.51	1.51								
7.50	8.06	1.06	8.14	1.14	8.23	1.23	8.31	1.31	8.39	1.39	8.47	1.47	8.55	1.55								



DE-2434
Largo total, 28.50 m

Vehículo Tipo C3-R3, camión de 46 ft y remolque de 40 ft

Acotaciones en metros.

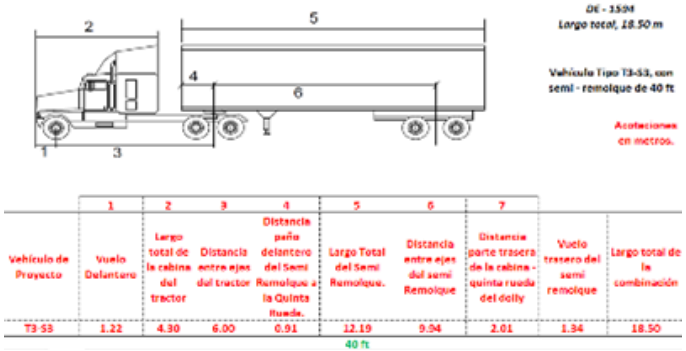
	1	2	3	4	5	6	7	8			
Vehículo de Proyecto	Vuelo Delantero	Largo total del camión	Distancia entre ejes del camión	vuelo trasero del camión	Distancia gancho pinzon-quinta rueda del dolly	Distancia del paño delantero del Semi Remolque a la quinta rueda.	Largo Total del Semi Remolque.	Distancia entre ejes del semi Remolque	Vuelo trasero del semi remolque	Ancho vehicular	Largo total de la configuración vehicular
C3-R3	1.25	14.00	8.55	4.20	3.26	0.95	12.19	8.33	2.91	2.59	28.50

TABLA III.5.- Ampliaciones y anchos de calzada en curva, para caminos tipo B, considerando ancho de carriles de 3.50 m
Vehículo de Proyecto: DE - 1760, (camión tipo T3S3 de 20.80 m de largo)

ANCHOS DE CALZADA EN CURVA, CONSIDERANDO ANCHO DE CALZADA EN TANGENTE DE 7.0 m, PARA CAMINOS TIPO C

Vehiculo de Proyecto : DE 1594, Configuración vehicular: T3S3 de 18.50 m de longitud.

VEL	10		20		30		40		50		60		70		80		90		100		110	
Gc	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac
0.25	7.07	0.07	7.08	0.08	7.10	0.10	7.11	0.11	7.13	0.13	7.14	0.14	7.15	0.15	7.17	0.17	7.18	0.18	7.20	0.20	7.21	0.21
0.50	7.10	0.07	7.12	0.12	7.15	0.15	7.17	0.17	7.19	0.19	7.21	0.21	7.23	0.23	7.25	0.25	7.27	0.27	7.29	0.29	7.31	0.31
0.75	7.14	0.10	7.16	0.16	7.19	0.19	7.22	0.22	7.24	0.24	7.27	0.27	7.29	0.29	7.32	0.32	7.34	0.34	7.37	0.37	7.39	0.39
1.00	7.17	0.14	7.20	0.20	7.23	0.23	7.26	0.26	7.29	0.29	7.32	0.32	7.35	0.35	7.38	0.38	7.41	0.41	7.44	0.44	7.47	0.47
1.25	7.21	0.17	7.24	0.24	7.27	0.27	7.31	0.31	7.34	0.34	7.37	0.37	7.41	0.41	7.44	0.44	7.47	0.47	7.51	0.51	7.54	0.54
1.50	7.24	0.24	7.28	0.28	7.32	0.32	7.35	0.35	7.39	0.39	7.42	0.42	7.46	0.46	7.50	0.50	7.53	0.53	7.57	0.57	7.61	0.61
1.75	7.28	0.28	7.32	0.32	7.36	0.36	7.39	0.39	7.43	0.43	7.47	0.47	7.51	0.51	7.55	0.55	7.59	0.59	7.63	0.63	7.67	0.67
2.00	7.31	0.31	7.35	0.35	7.39	0.39	7.44	0.44	7.48	0.48	7.52	0.52	7.56	0.56	7.60	0.60	7.65	0.65	7.69	0.69	7.73	0.73
2.25	7.34	0.34	7.39	0.39	7.43	0.43	7.48	0.48	7.52	0.52	7.57	0.57	7.61	0.61	7.66	0.66	7.70	0.70	7.74	0.74	7.79	0.79
2.50	7.38	0.38	7.43	0.43	7.47	0.47	7.52	0.52	7.57	0.57	7.61	0.61	7.66	0.66	7.71	0.71	7.75	0.75	7.80	0.80	7.85	0.85
2.75	7.41	0.41	7.46	0.46	7.51	0.51	7.56	0.56	7.61	0.61	7.66	0.66	7.71	0.71	7.75	0.75	7.80	0.80	7.85	0.85	7.90	0.90
3.00	7.45	0.45	7.50	0.50	7.55	0.55	7.60	0.60	7.65	0.65	7.70	0.70	7.75	0.75	7.80	0.80	7.85	0.85	7.91	0.91		
3.25	7.48	0.48	7.53	0.53	7.59	0.59	7.64	0.64	7.69	0.69	7.74	0.74	7.80	0.80	7.85	0.85	7.90	0.90	7.96	0.96		
3.50	7.51	0.51	7.57	0.57	7.62	0.62	7.68	0.68	7.73	0.73	7.79	0.79	7.84	0.84	7.90	0.90	7.95	0.95				
3.75	7.54	0.54	7.60	0.60	7.66	0.66	7.72	0.72	7.77	0.77	7.83	0.83	7.89	0.89	7.95	0.95	8.00	1.00				
4.00	7.58	0.58	7.64	0.64	7.70	0.70	7.76	0.76	7.81	0.81	7.87	0.87	7.93	0.93	7.99	0.99	8.05	1.05				
4.25	7.61	0.61	7.67	0.67	7.73	0.73	7.79	0.79	7.85	0.85	7.92	0.92	7.98	0.98	8.04	1.04	8.10	1.10				
4.50	7.64	0.64	7.71	0.71	7.77	0.77	7.83	0.83	7.89	0.89	7.96	0.96	8.02	1.02	8.08	1.08						
4.75	7.68	0.68	7.74	0.74	7.81	0.81	7.87	0.87	7.93	0.93	8.00	1.00	8.06	1.06	8.13	1.13						
5.00	7.71	0.71	7.78	0.78	7.84	0.84	7.91	0.91	7.97	0.97	8.04	1.04	8.11	1.11	8.17	1.17						
5.25	7.74	0.74	7.81	0.81	7.88	0.88	7.95	0.95	8.01	1.01	8.08	1.08	8.15	1.15	8.22	1.22						
5.50	7.78	0.78	7.84	0.84	7.91	0.91	7.98	0.98	8.05	1.05	8.12	1.12	8.19	1.19	8.26	1.26						
5.75	7.81	0.81	7.88	0.88	7.95	0.95	8.02	1.02	8.09	1.09	8.16	1.16	8.23	1.23								
6.00	7.84	0.84	7.91	0.91	7.99	0.99	8.06	1.06	8.13	1.13	8.20	1.20	8.28	1.28								
6.25	7.87	0.87	7.95	0.95	8.02	1.02	8.10	1.10	8.17	1.17	8.24	1.24	8.32	1.32								
6.50	7.91	0.91	7.98	0.98	8.06	1.06	8.13	1.13	8.21	1.21	8.28	1.28	8.36	1.36								
6.75	7.94	0.94	8.02	1.02	8.09	1.09	8.17	1.17	8.25	1.25	8.32	1.32	8.40	1.40								
7.00	7.97	0.97	8.05	1.05	8.13	1.13	8.21	1.21	8.28	1.28	8.36	1.36	8.44	1.44								
7.25	8.00	1.00	8.08	1.08	8.16	1.16	8.24	1.24	8.32	1.32	8.40	1.40	8.48	1.48								
7.50	8.04	1.04	8.12	1.12	8.20	1.20	8.28	1.28	8.36	1.36	8.44	1.44	8.52	1.52								
7.75	8.07	1.07	8.15	1.15	8.23	1.23	8.32	1.32	8.40	1.40	8.48	1.48										
8.00	8.10	1.10	8.19	1.19	8.27	1.27	8.35	1.35	8.44	1.44	8.52	1.52										
8.25	8.14	1.14	8.22	1.22	8.30	1.30	8.39	1.39	8.47	1.47	8.56	1.56										
8.50	8.17	1.17	8.25	1.25	8.34	1.34	8.43	1.43	8.51	1.51	8.60	1.60										
8.75	8.20	1.20	8.29	1.29	8.38	1.38	8.46	1.46	8.55	1.55	8.64	1.64										
9.00	8.23	1.23	8.32	1.32	8.41	1.41	8.50	1.50	8.59	1.59	8.68	1.68										
9.25	8.27	1.27	8.36	1.36	8.45	1.45	8.54	1.54	8.62	1.62	8.71	1.71										
9.50	8.30	1.30	8.39	1.39	8.48	1.48	8.57	1.57	8.66	1.66	8.75	1.75										
9.75	8.33	1.33	8.42	1.42	8.52	1.52	8.61	1.61	8.70	1.70	8.79	1.79										
10.00	8.36	1.36	8.46	1.46	8.55	1.55	8.64	1.64	8.74	1.74	8.83	1.83										
10.25	8.40	1.40	8.49	1.49	8.58	1.58	8.68	1.68	8.77	1.77	8.87	1.87										
10.50	8.43	1.43	8.52	1.52	8.62	1.62	8.72	1.72	8.81	1.81	8.91	1.91										
10.75	8.46	1.46	8.56	1.56	8.65	1.65	8.75	1.75	8.85	1.85	8.95	1.95										
11.00	8.49	1.49	8.59	1.59	8.69	1.69	8.79	1.79	8.89	1.89	8.98	1.98										
12.00	8.62	1.62	8.73	1.73	8.83	1.83	8.93	1.93	9.03	2.03												
13.00	8.75	1.75	8.86	1.86	8.97	1.97	9.07	2.07	9.18	2.18												
14.00	8.88	1.88	8.99	1.99	9.11	2.11	9.22	2.22	9.33	2.33												
15.00	9.01	2.01	9.13	2.13	9.24	2.24	9.36	2.36	9.47	2.47												
16.00	9.15	2.15	9.26	2.26	9.38	2.38	9.50	2.50	9.62	2.62												
17.00	9.28	2.28	9.40	2.40	9.52	2.52	9.64	2.64	9.76	2.76												



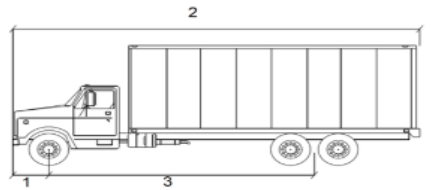
	1	2	3	4	5	6	7		
Vehículo de Proyecto	Vuelo Delantero	Largo total de la cabina del tractor	Distancia entre ejes del tractor	Distancia paño delantero del Semi Remolque a la Quinta Rueda.	Largo Total del Semi Remolque.	Distancia entre ejes del semi Remolque	Distancia parte trasera de la cabina - quinta rueda del dolly	Vuelo trasero del semi remolque	Largo total de la combinación
T3-S3	1.22	4.30	6.00	0.91	12.19	9.94	2.01	1.34	18.50

TABLA III.6.- **Ampliaciones y anchos de calzada en curva, para caminos tipo C, considerando ancho de carriles de 3.50 m**
Vehículo de Proyecto: DE - 1594, (Camión tipo T3S3 de 18.50 m de largo)

ANCHOS DE CALZADA EN CURVA, CONSIDERANDO ANCHO DE CALZADA EN TANGENTE DE 7.0 m, PARA CAMINOS TIPO D

Vehículo de Proyecto : DE 790, Configuración vehicular: C3 de 12.50 m de longitud.

VEL / Gc	10		20		30		40		50		60		70		80		90		100		110	
	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac
0.25	7.05	0.05	7.07	0.07	7.08	0.08	7.10	0.10	7.11	0.11	7.12	0.12	7.14	0.14	7.15	0.15	7.17	0.17	7.18	0.18	7.20	0.20
0.50	7.07	0.05	7.09	0.09	7.11	0.11	7.14	0.14	7.16	0.16	7.18	0.18	7.20	0.20	7.22	0.22	7.24	0.24	7.26	0.26	7.28	0.28
0.75	7.09	0.09	7.12	0.12	7.14	0.14	7.17	0.17	7.20	0.20	7.22	0.22	7.25	0.25	7.27	0.27	7.30	0.30	7.32	0.32	7.35	0.35
1.00	7.11	0.11	7.14	0.14	7.17	0.17	7.20	0.20	7.23	0.23	7.26	0.26	7.29	0.29	7.32	0.32	7.35	0.35	7.38	0.38	7.41	0.41
1.25	7.13	0.13	7.17	0.17	7.20	0.20	7.23	0.23	7.26	0.26	7.30	0.30	7.33	0.33	7.36	0.36	7.40	0.40	7.43	0.43	7.46	0.46
1.50	7.15	0.15	7.19	0.19	7.22	0.22	7.26	0.26	7.30	0.30	7.33	0.33	7.37	0.37	7.41	0.41	7.44	0.44	7.48	0.48	7.51	0.51
1.75	7.17	0.17	7.21	0.21	7.25	0.25	7.29	0.29	7.33	0.33	7.37	0.37	7.41	0.41	7.44	0.44	7.48	0.48	7.52	0.52	7.56	0.56
2.00	7.19	0.19	7.23	0.23	7.27	0.27	7.31	0.31	7.36	0.36	7.40	0.40	7.44	0.44	7.48	0.48	7.52	0.52	7.57	0.57	7.61	0.61
2.25	7.21	0.21	7.25	0.25	7.30	0.30	7.34	0.34	7.39	0.39	7.43	0.43	7.47	0.47	7.52	0.52	7.56	0.56	7.61	0.61	7.65	0.65
2.50	7.23	0.23	7.27	0.27	7.32	0.32	7.37	0.37	7.41	0.41	7.46	0.46	7.51	0.51	7.55	0.55	7.60	0.60	7.65	0.65	7.69	0.69
2.75	7.24	0.24	7.29	0.29	7.34	0.34	7.39	0.39	7.44	0.44	7.49	0.49	7.54	0.54	7.59	0.59	7.64	0.64	7.69	0.69	7.73	0.73
3.00	7.26	0.26	7.31	0.31	7.36	0.36	7.42	0.42	7.47	0.47	7.52	0.52	7.57	0.57	7.62	0.62	7.67	0.67	7.72	0.72		
3.25	7.28	0.28	7.33	0.33	7.39	0.39	7.44	0.44	7.49	0.49	7.55	0.55	7.60	0.60	7.65	0.65	7.71	0.71	7.76	0.76		
3.50	7.30	0.30	7.35	0.35	7.41	0.41	7.46	0.46	7.52	0.52	7.57	0.57	7.63	0.63	7.69	0.69	7.74	0.74				
3.75	7.32	0.32	7.37	0.37	7.43	0.43	7.49	0.49	7.55	0.55	7.60	0.60	7.66	0.66	7.72	0.72	7.77	0.77				
4.00	7.33	0.33	7.39	0.39	7.45	0.45	7.51	0.51	7.57	0.57	7.63	0.63	7.69	0.69	7.75	0.75	7.81	0.81				
4.25	7.35	0.35	7.41	0.41	7.47	0.47	7.53	0.53	7.60	0.60	7.66	0.66	7.72	0.72	7.78	0.78	7.84	0.84				
4.50	7.37	0.37	7.43	0.43	7.49	0.49	7.56	0.56	7.62	0.62	7.68	0.68	7.75	0.75	7.81	0.81						
4.75	7.39	0.39	7.45	0.45	7.52	0.52	7.58	0.58	7.64	0.64	7.71	0.71	7.77	0.77	7.84	0.84						
5.00	7.40	0.40	7.47	0.47	7.54	0.54	7.60	0.60	7.67	0.67	7.74	0.74	7.80	0.80	7.87	0.87						
5.25	7.42	0.42	7.49	0.49	7.56	0.56	7.63	0.63	7.69	0.69	7.76	0.76	7.83	0.83	7.90	0.90						
5.50	7.44	0.44	7.51	0.51	7.58	0.58	7.65	0.65	7.72	0.72	7.79	0.79	7.86	0.86	7.93	0.93						
5.75	7.46	0.46	7.53	0.53	7.60	0.60	7.67	0.67	7.74	0.74	7.81	0.81	7.88	0.88								
6.00	7.48	0.48	7.55	0.55	7.62	0.62	7.69	0.69	7.76	0.76	7.84	0.84	7.91	0.91								
6.25	7.49	0.49	7.57	0.57	7.64	0.64	7.71	0.71	7.79	0.79	7.86	0.86	7.94	0.94								
6.50	7.51	0.51	7.59	0.59	7.66	0.66	7.74	0.74	7.81	0.81	7.89	0.89	7.96	0.96								
6.75	7.53	0.53	7.60	0.60	7.68	0.68	7.76	0.76	7.83	0.83	7.91	0.91	7.99	0.99								
7.00	7.54	0.54	7.62	0.62	7.70	0.70	7.78	0.78	7.86	0.86	7.94	0.94	8.01	1.01								
7.25	7.56	0.56	7.64	0.64	7.72	0.72	7.80	0.80	7.88	0.88	7.96	0.96	8.04	1.04								
7.50	7.58	0.58	7.66	0.66	7.74	0.74	7.82	0.82	7.90	0.90	7.98	0.98	8.06	1.06								
7.75	7.60	0.60	7.68	0.68	7.76	0.76	7.84	0.84	7.93	0.93	8.01	1.01										
8.00	7.61	0.61	7.70	0.70	7.78	0.78	7.86	0.86	7.95	0.95	8.03	1.03										
8.25	7.63	0.63	7.72	0.72	7.80	0.80	7.89	0.89	7.97	0.97	8.06	1.06										
8.50	7.65	0.65	7.73	0.73	7.82	0.82	7.91	0.91	7.99	0.99	8.08	1.08										
8.75	7.67	0.67	7.75	0.75	7.84	0.84	7.93	0.93	8.02	1.02	8.10	1.10										
9.00	7.68	0.68	7.77	0.77	7.86	0.86	7.95	0.95	8.04	1.04	8.13	1.13										
9.25	7.70	0.70	7.79	0.79	7.88	0.88	7.97	0.97	8.06	1.06	8.15	1.15										
9.50	7.72	0.72	7.81	0.81	7.90	0.90	7.99	0.99	8.08	1.08	8.17	1.17										
9.75	7.73	0.73	7.83	0.83	7.92	0.92	8.01	1.01	8.10	1.10	8.20	1.20										
10.00	7.75	0.75	7.85	0.85	7.94	0.94	8.03	1.03	8.13	1.13	8.22	1.22										
10.25	7.77	0.77	7.86	0.86	7.96	0.96	8.05	1.05	8.15	1.15	8.24	1.24										
10.50	7.79	0.79	7.88	0.88	7.98	0.98	8.07	1.07	8.17	1.17	8.26	1.26										
10.75	7.80	0.80	7.90	0.90	8.00	1.00	8.09	1.09	8.19	1.19	8.29	1.29										
11.00	7.82	0.82	7.92	0.92	8.02	1.02	8.11	1.11	8.21	1.21	8.31	1.31										
12.00	7.89	0.89	7.99	0.99	8.09	1.09	8.20	1.20	8.30	1.30												
13.00	7.96	0.96	8.06	1.06	8.17	1.17	8.28	1.28	8.38	1.38												
14.00	8.02	1.02	8.14	1.14	8.25	1.25	8.36	1.36	8.47	1.47												
15.00	8.09	1.09	8.21	1.21	8.32	1.32	8.44	1.44	8.55	1.55												
16.00	8.16	1.16	8.28	1.28	8.40	1.40	8.52	1.52	8.63	1.63												
17.00	8.23	1.23	8.35	1.35	8.47	1.47	8.59	1.59	8.72	1.72												
18.00	8.30	1.30	8.42	1.42	8.55	1.55	8.67	1.67														
19.00	8.36	1.36	8.49	1.49	8.62	1.62	8.75	1.75														
20.00	8.43	1.43	8.56	1.56	8.70	1.70	8.83	1.83														
21.00	8.50	1.50	8.64	1.64	8.77	1.77	8.91	1.91														
22.00	8.57	1.57	8.71	1.71	8.85	1.85	8.98	1.98														
23.00	8.64	1.64	8.78	1.78	8.92	1.92	9.06	2.06														
24.00	8.70	1.70	8.85	1.85	8.99	1.99	9.14	2.14														
25.00	8.77	1.77	8.92	1.92	9.07	2.07	9.21	2.21														
26.00	8.84	1.84	8.99	1.99	9.14	2.14	9.29	2.29														
27.00	8.91	1.91	9.06	2.06	9.21	2.21	9.37	2.37														
28.00	8.98	1.98	9.13	2.13	9.29	2.29	9.44	2.44														
29.00	9.04	2.04	9.20	2.20	9.36	2.36	9.52	2.52														
30.00	9.11	2.11	9.27	2.27	9.44	2.44	9.60	2.60														



DE - 790
Largo total, 12.50 m

Vehículo Tipo C3 de 41 ft

	1	2	3		
Vehículo de Proyecto	Vuelo Delantero	Largo total	Distancia entre ejes	vuelo trasero	Ancho vehicular
C3	1.25	12.50	7.90	3.35	2.59

41 ft

Acotaciones en metros.

TABLA III.7.- Ampliaciones y anchos de calzada en curva, para caminos tipo D, considerando ancho de carriles de 3.50 m
Vehículo de Proyecto: DE - 790, (Camión tipo C de 12.50 m de largo)

En carreteras no divididas de cuatro carriles o más, la ampliación de la calzada será del doble de los valores de diseño indicados en las Tablas III.4 a la III.7 (Caminos tipo ET, A y B). Esto significa que algunos de los valores menores de 0.6 m, que se pasaron por alto para carreteras de dos carriles, se podrán usar ahora, porque cuando se duplican para el caso de carreteras no divididas de cuatro carriles, serán mayores que el mínimo.

La ampliación tendrá una transición gradual en los accesos a la curva a fin de garantizar un alineamiento razonablemente suave de la orilla de la calzada y para ajustarse a las trayectorias de los vehículos que entran o salen de la curva. Los puntos principales que interesan en el diseño de la ampliación de curvas, y que se aplican a ambos extremos de las curvas de carreteras, se presentan a continuación:

- En curva simples (sin espiral), la ampliación se aplicará en la orilla interior de la calzada únicamente.

  En curvas diseñadas con espirales, la ampliación se puede aplicar en la orilla interior o se puede dividir proporcionalmente a cada lado de la línea central. En este último método, la extensión de la tangente de la orilla exterior evita una ligera curva inversa en la orilla exterior. Cualquiera que sea el caso, el marcado final de la línea central, y de preferencia cualquier junta longitudinal central, se colocará en un punto intermedio entre las orillas de la calzada ampliada.

- La ampliación de la curva será una transición gradual a lo largo de un tramo de suficiente longitud para lograr que toda la calzada se pueda utilizar. Aunque una transición larga es deseable para la operación del tránsito, puede traer como resultado franjas angostas de pavimento que son difíciles y costosas para construir. De preferencia, la ampliación será una transición a lo largo de toda la longitud de transición de la sobreelevación, aunque a veces se usan tramos más cortos. Los cambios en la anchura se efectuará normalmente a lo largo de una distancia de 30 a 60 m.

- Desde los puntos de vista de utilidad y apariencia, la orilla de la calzada a lo largo de la transición ensanchada será una curva suave y cómoda. Se evitarán las orillas de transición tangente. En carreteras secundarias o en casos donde no se cuente con detalles en planta, una transición en curva estacada topográficamente, generalmente es satisfactoria y mejor que una transición tangente. En cualquier caso, los extremos de la transición se evitarán un quiebre angular en la orilla del pavimento.

- En el alineamiento de carreteras sin espirales, un alineamiento suave y conveniente se obtiene al ensanchar entre la mitad y dos tercios de la longitud de transición a lo largo de la tangente y el resto a lo largo de la curva. Esto es congruente con un método común para obtener la sobreelevación. La orilla interior de la calzada se puede diseñar como una espiral modificada, con puntos de control determinados por la relación ancho/largo de una cuña triangular, mediante valores calculados basados en una curva parabólica o cúbica, o usando un radio más grande (compuesto). De otra manera, se podrá alinear topográficamente en el campo. En el alineamiento de la carretera con curvas en espiral, el aumento en el ancho generalmente se distribuye a lo largo del desarrollo de la espiral.

- Las áreas de ampliación se pueden detallar completamente en los planos de construcción.

  Alternativamente, los controles generales se pueden citar en los planos de construcción o en los planos estándar dejando los detalles finales al criterio del ingeniero de campo.

H.7. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA EN CURVAS HORIZONTALES

Otro elemento constitutivo del alineamiento horizontal es la distancia de visibilidad a lo largo del interior de las curvas horizontales. Cuando se tengan obstrucciones visuales (tales como muros, cortes en talud, edificios y barreras longitudinales) en la parte interior de las curvas o en la parte interior de la faja separadora central en carreteras divididas, se considerará en el diseño de la sección transversal de la carretera o un cambio en el alineamiento. Debido a las muchas variables en el alineamiento, en la sección transversal, y en el número, tipo y ubicación de las obstrucciones laterales, se hará un estudio específico para cada una de las curvas, según sea el caso y tipo de obstrucción lateral, a fin de proporcionar la distancia de visibilidad adecuada.

Para uso general en el diseño de una curva horizontal, la Distancia de Visibilidad de Parada en Curvas Horizontales, es una cuerda de la curva y la distancia de visibilidad para detenerse se mide a lo largo de la línea central del carril interior alrededor de la curva, tal y como se muestra en la Figura III.19.

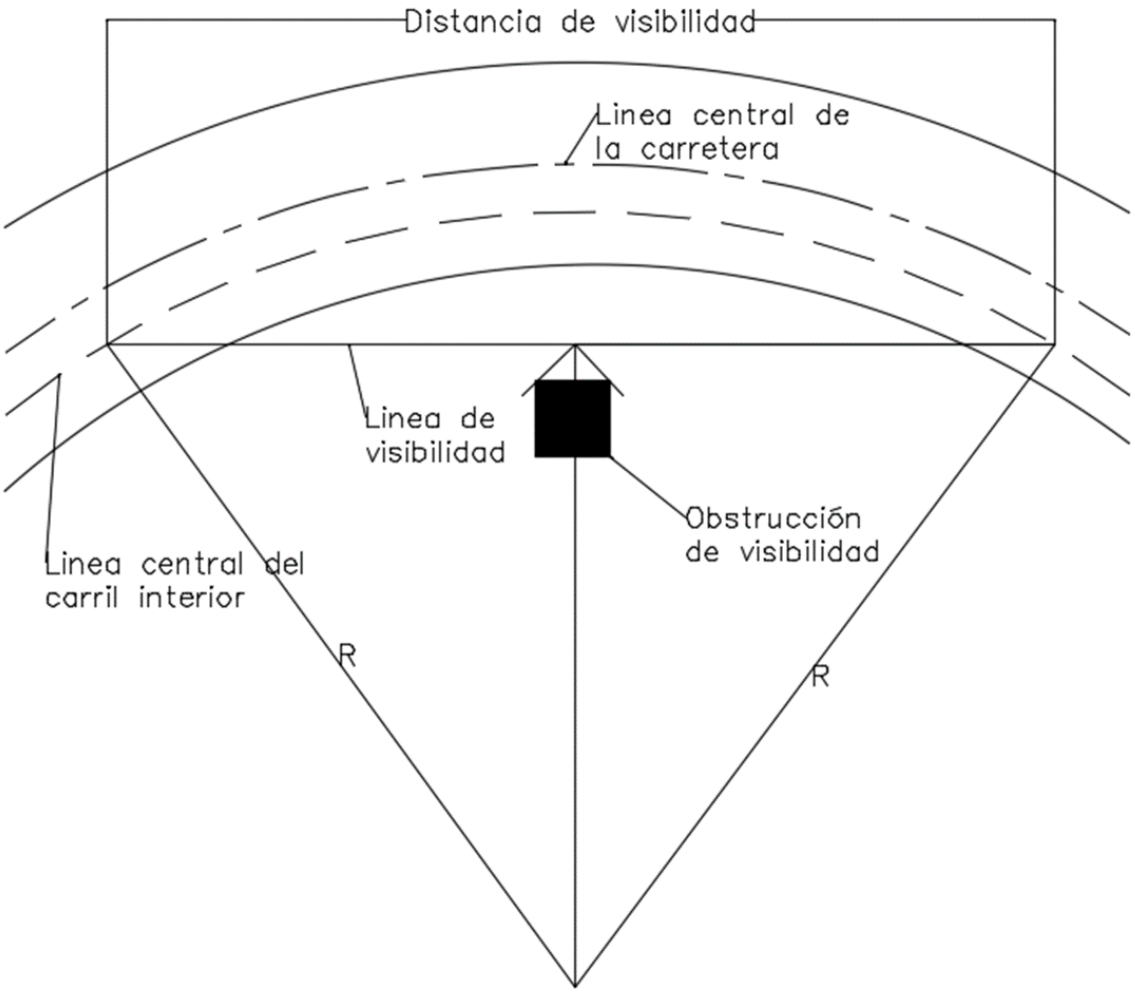


FIGURA III.19.

Para calcular el desplazamiento horizontal en una curva horizontal, que permita proporcionar la distancia de visibilidad de parada, se utiliza la siguiente fórmula:

$$m = \frac{dpv^2}{8 * R_1}$$

$$R_1 = R - \frac{a + 3A}{4}$$

$$p = \frac{dpv^2}{8 * R_1} - \frac{a + A}{4}$$

Donde:

m = Distancia del obstáculo al eje de la trayectoria del conductor, en m;

p = Distancia del obstáculo a la orilla de la calzada, en m;

a = Ancho de la calzada en tangente;

A = Ampliación de la curva;

dvp = Distancia de visibilidad de parada;

R_1 = Radio de la trayectoria del conductor.

Las restricciones a la visibilidad horizontal pueden presentarse donde se tenga un corte en talud en la parte interior de la curva. Para la altura de los ojos establecida en 1080 mm y para la altura del objeto de 600 mm usada como distancia de visibilidad de parada, se podrá usar una altura de 840 mm como punto medio de la línea de visibilidad donde el corte en talud generalmente obstruya la visibilidad. Esto supone que se tendrá poca curvatura vertical o ninguna.

En algunos casos, los muros de contención, las barreras de seguridad en franjas separadoras centrales de concreto, y otras obras similares construidas en el interior de las curvas pueden resultar obstrucciones visuales y se revisarán en lo que respecta a la distancia de visibilidad de parada.

H.8. CONTROLES GENERALES PARA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Además de los elementos específicos de diseño para el alineamiento horizontal comentados en secciones anteriores, en la práctica se identifican varios controles generales. Estos controles no están sujetos a soluciones teóricas, pero son importantes para tener carreteras eficientes y de flujo suave. La curvatura excesiva o combinaciones inadecuadas de la capacidad límite de curvatura ocasionan pérdidas económicas debido a los mayores tiempos de recorrido y costos de operación, y le restan importancia a una apariencia agradable. Para evitar esas prácticas de diseño inadecuadas, se aplicarán los siguientes controles generales donde resulten prácticos:

- El alineamiento será lo más direccional en la práctica, pero será congruente con la topografía y con la preservación de las propiedades inmobiliarias y de los valores comunitarios. Una línea suave que se ajusta en general a los contornos naturales es preferible a una con tangentes largas que corta a través del terreno. Con un alineamiento curvilíneo, los indicios de construcción se pueden reducir a un mínimo y al mismo tiempo preservar los taludes naturales y la vegetación. Ese tipo de diseño es recomendable desde

un punto de vista de construcción y mantenimiento. En general, el número de curvas cortas se reducirán al mínimo. El alineamiento sinuoso compuesto por curvas cortas evitándose porque en general da lugar a una operación errática. Aunque las cualidades estéticas del alineamiento en curva son importantes, las tangentes largas son necesarias en carreteras de dos carriles a fin de que se cuente con suficiente distancia de visibilidad para rebasar en tramos lo más largos posibles de la carretera dentro de lo práctico.

- En el alineamiento desarrollado para una cierta velocidad de diseño, el radio mínimo de curvatura para esa velocidad se evitará siempre que resulte práctico. El diseñador proyectará el uso general de curvas abiertas, reservando el radio mínimo para las condiciones más críticas. En general, el ángulo central de cada curva será tan pequeño como lo permitan las condiciones físicas, de tal manera que la carretera resulte tan direccional como sea posible en la práctica. Este ángulo central será absorbido en la curva más larga, pero en carreteras de dos carriles podrá aplicarse la excepción anotada en el párrafo anterior.

- Siempre se buscará un alineamiento constante. Las curvas cerradas no se colocarán en los extremos de tangentes largas. Se evitarán cambios bruscos de áreas con curvatura abierta a áreas con curvatura cerrada. Donde se diseñe una curvatura cerrada, será precedida, dentro de lo práctico, por una serie de curvas sucesivamente más cerradas.

- Para ángulos de deflexión pequeños, las curvas serán lo suficientemente largas para evitar una mala apariencia. Las curvas tendrán una longitud mínima de 150 m para un ángulo central de 5 grados, y la longitud mínima se aumentará 30 m por cada grado de disminución del ángulo central. La longitud mínima para curvas horizontales en carreteras principales *Lc min*, será del orden de tres veces mayor que la velocidad de diseño expresada en km/h, es decir $Lc\ min = 3V$. En infraestructuras para alta velocidad y acceso controlado que cuentan con curvatura abierta, y debido a razones estéticas, la longitud mínima recomendada para curvas será del orden del doble de la longitud mínima descrita anteriormente, es decir $Lc\ rec = 6V$.

- Se evitarán curvas cerradas en terraplenes altos y largos.

- Se evitará el uso de curvas circulares compuestas.

- Se evitarán inversiones abruptas en el alineamiento. Esos cambios en el alineamiento, le dificultan a los conductores mantenerse dentro de su propio carril. También resulta difícil sobre elevar curvas inversas adecuadamente, lo cual puede acarrear una operación errática. La distancia entre curvas invertidas será igual a la suma de las longitudes de transición de la sobreelevación y las longitudes de transición de la sobreelevación en tangente o, preferiblemente, a una longitud equivalente con curvas en espiral.

- Se evitará el arreglo de curvas en el mismo sentido con una tangente corta entre ellas.

- Para evitar la apariencia de distorsión inconsistente, el alineamiento horizontal se coordinará cuidadosamente con el diseño del perfil.

I. ALINEAMIENTO VERTICAL

I.1. TANGENTES

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. Al eje de lasub corona en el alineamiento vertical se le llama línea subrasante.

El alineamiento vertical se compone de tangentes y curvas verticales y están definidas por su pendiente y su longitud.

La mejor Pendiente Gobernadora será aquella que, para cada caso, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación.

La Pendiente Máxima se determina en base al vehículo de proyecto y las velocidades de proyecto, según el tipo de terreno en donde se desarrolle la carretera.

En la Tabla 8 se dan los valores de las Pendientes Gobernadoras y Máximas por tipo de terreno.

TABLA III.8.- Pendientes Gobernadoras y Máximas por tipo de terreno.

Carretera Tipo	Pendiente Gobernadora en %			Pendiente Máxima en %		
	Tipo de Terreno			Tipo de Terreno		
	Plano	Lomerío	Montañoso	Plano	Lomerío	Montañoso
D	6	7	8	7	8	9
C	4	5	6	6	7	8
B	3	4	5	5	6	7
ET y A	2	3	4	4	5	6

La longitud crítica de las pendientes ascendentes, se calcula con la fuerza disponible que tiene el vehículo de proyecto para acelerar o decelerar y está dada por la siguiente expresión:

$$F_D = F_T - (R_A + R_R + R_P)$$

Donde:

F_D = Fuerza disponible para acelerar o decelerar el vehículo, en kg;

F_T = Fuerza tractiva neta del vehículo de proyecto, en kg;

R_A = Resistencia al movimiento del vehículo, producida por el aire, en kg;

R_R = Resistencia al rodamiento, producida por la deformación de la llanta y la superficie de rodamiento, en kg;

R_P = Resistencia que ofrece la pendiente al movimiento del vehículo, en kg.

$$F_T = \frac{270\,hp}{Vp} * K$$

hp = Caballos de fuerza;

Vp = Velocidad de proyecto;

K = Factor de eficiencia del motor con relación al nivel del mar, varía entre 0.70 y 0.95; Para condición de proyecto se utilizará 0.70

$$R_R = f * W$$

R_R = Resistencia al rodamiento, en kg;

f = Coeficiente de fricción longitudinal;

W = Masa total del vehículo, en kg.

$$R_P = \frac{W * p}{100}$$

R_P = Resistencia por pendiente, en kg;

p = Pendiente, en porcentaje.

$$R_A = K_A * A * V^2$$

R_A = Resistencia al aire;

K_A = factor de resistencia por densidad del aire; para condiciones de proyecto se utiliza 0.0055;

A = Área frontal del vehículo de proyecto;

V = Velocidad de proyecto.

Lo anterior, conforme al inciso D.2.2. Operación en tangentes verticales del Manual M PRY CAR 2 04.

I.2. RELACIÓN PESO/POTENCIA

El peso del vehículo cargado y la potencia de su motor son los factores más importantes que determinan las características y costos de operación de un vehículo en la carretera. Este hecho es particularmente significativo en los vehículos pesados. Se ha encontrado que la relación peso/potencia de los camiones, está relacionada directamente con la velocidad y tiempo de recorrido en la carretera; asimismo, se ha observado que todos los vehículos con la misma relación peso/potencia tienen características de operación similares, lo cual indica que dos camiones de diferentes pesos y potencias tienen el mismo comportamiento sobre el camino, si la relación peso/potencia se conserva constante. Esta particularidad es de importancia en el proyecto del camino, pues hay evidencia de que la industria automotriz tiende a uniformar la relación peso/potencia de cada uno de los tipos de vehículos, lo cual permite establecer una relación peso/potencia de proyecto. Normalmente, la relación peso/potencia está expresada en términos del peso total del vehículo cargado, en kilogramos y la potencia neta del motor expresada en caballos de fuerza (HP). La relación peso/potencia influye directamente en el proyecto del alineamiento vertical y en el análisis de capacidad del camino.

I.3. ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN

Un vehículo acelera, cuando la fuerza tractiva que genera el motor es mayor que las resistencias que se oponen al movimiento del vehículo y decelera, cuando las resistencias que se oponen al movimiento son mayores que la fuerza tractiva generada. Cuando las resistencias son iguales a la fuerza tractiva, el vehículo se mueve a una velocidad constante y entonces se dice que ha llegado a su velocidad de régimen.

En general, el conductor acelera su vehículo cuando efectúa una maniobra de rebase, cuando va a entrar a una pendiente ascendente, cuando se incorpora a una corriente de tránsito a través de un carril de aceleración, cuando cruza una intersección a nivel en presencia de un vehículo que se aproxima por otra rama, o bien, cuando desea aumentar su velocidad para disminuir tiempos de recorrido. El conductor decelera su vehículo cuando advierte algún peligro, para salir de un camino de alta velocidad a otro lateral, para cruzar una intersección, para disminuir su velocidad en pendientes descendentes y en general, cuando quiere disminuir su velocidad; la longitud en que el conductor desee decelerar su vehículo, dependerá de la forma en que use el mecanismo de freno y de las resistencias que se oponen al movimiento de su vehículo.

Cuando se calcula la longitud de aceleración o deceleración de los vehículos en tangentes del alineamiento vertical, el cálculo se hará por incrementos de velocidad, ya que el tiempo y la longitud dependen de la fuerza disponible y ésta, a su vez, depende de la velocidad. Se recomiendan incrementos de 2 kilómetros por hora.

Siguiendo el criterio anteriormente señalado, se calcularon las curvas representativas del efecto de las pendientes en los vehículos de proyecto cuya relación peso/potencia es la indicada, para lo cual se consideraron pendientes ascendentes hasta 9% y descendentes hasta 9%.

En las Figuras III.20 a la Figura III.67 se muestran las gráficas de deceleración para los vehículos de proyecto y diferentes pendientes, tanto ascendentes como descendentes.

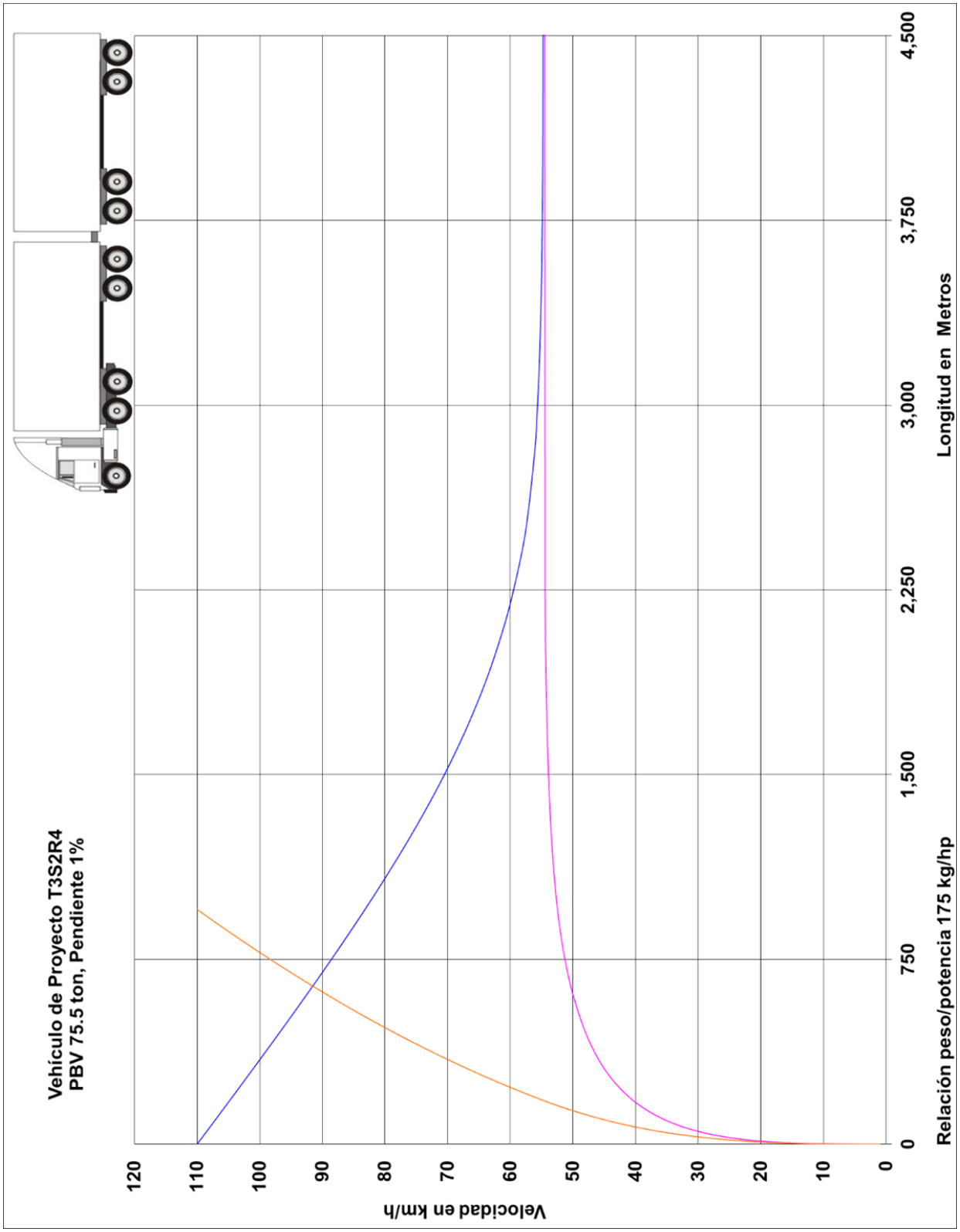


FIGURA III.20

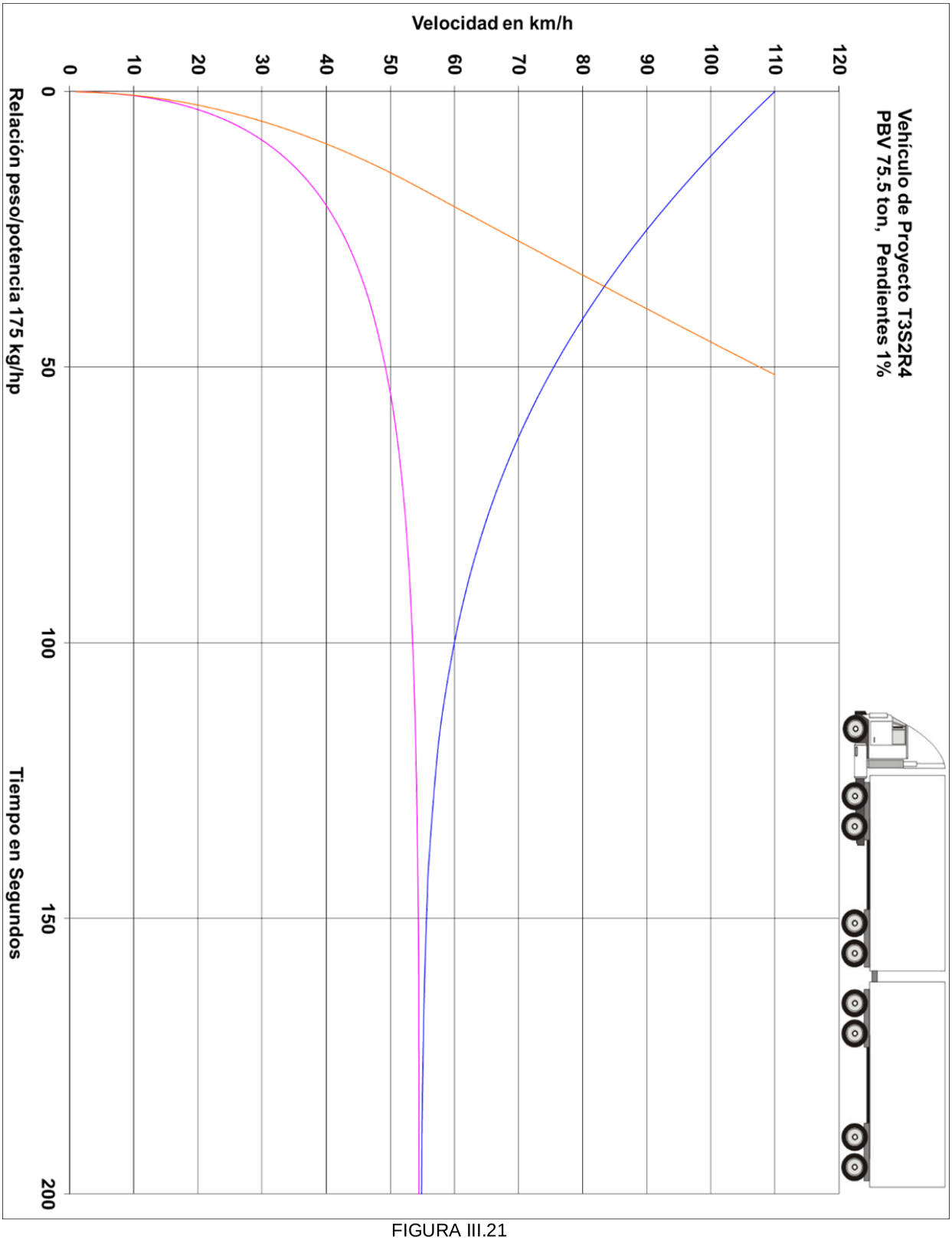


FIGURA III.21

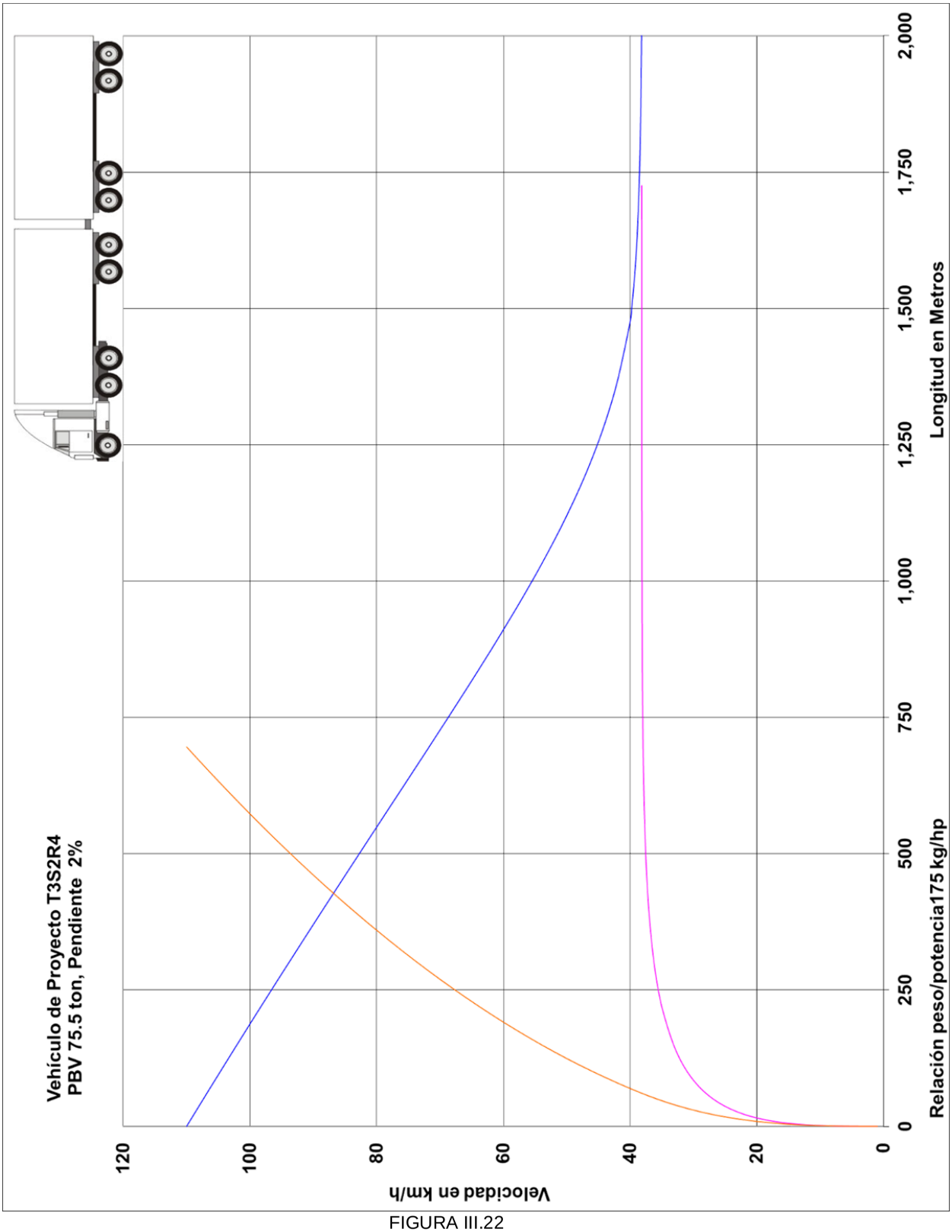


FIGURA III.22

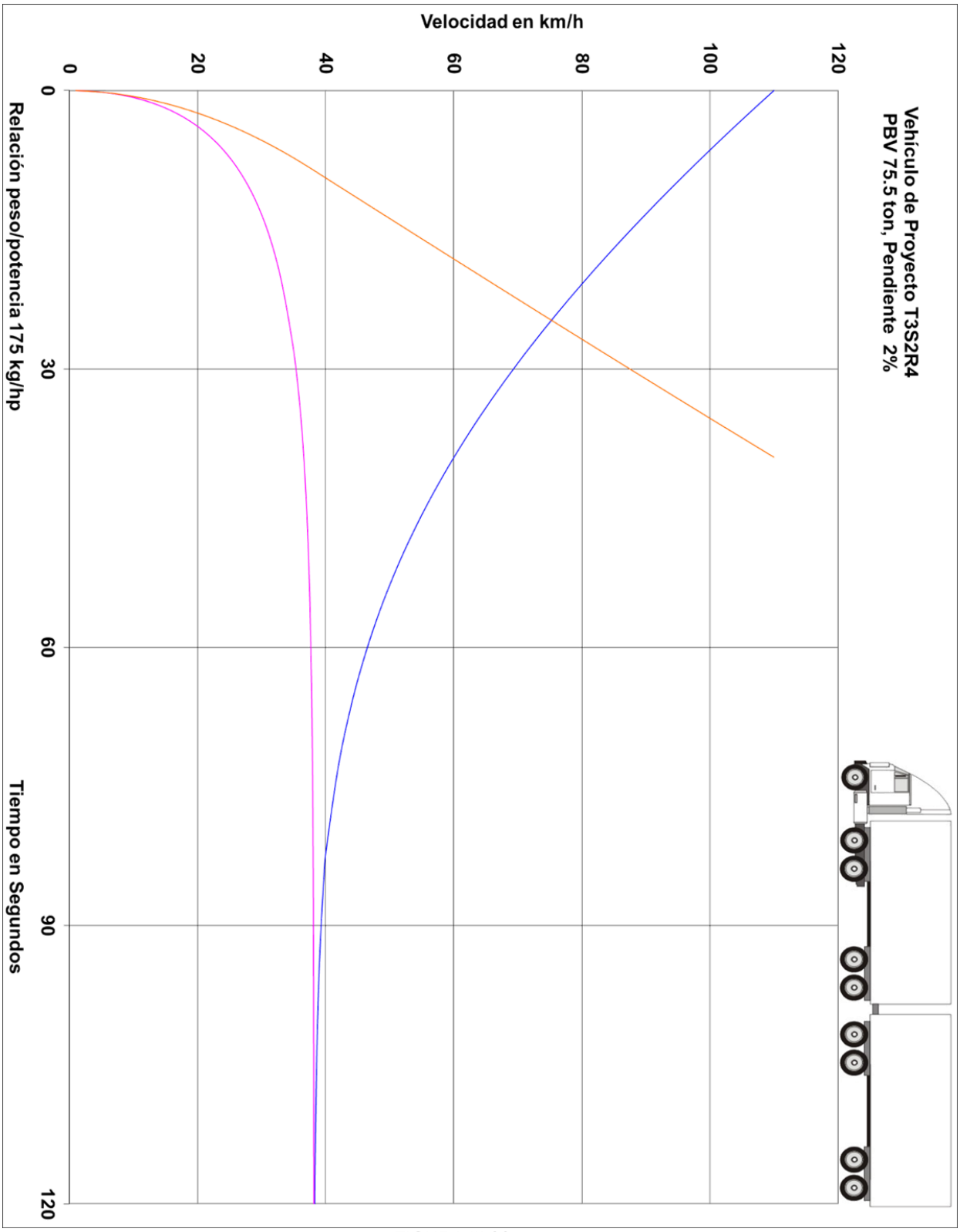


FIGURA III.23

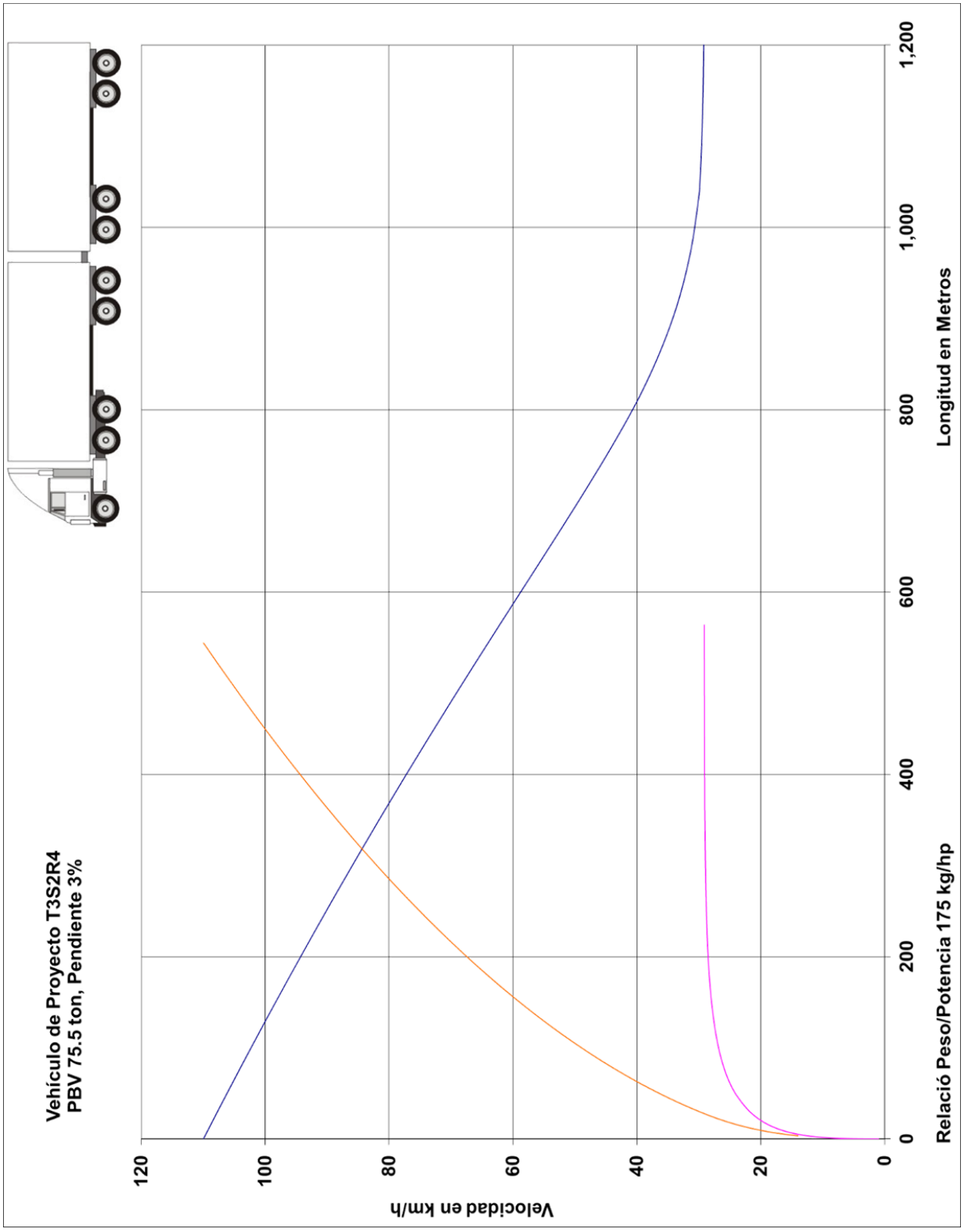


FIGURA III.24

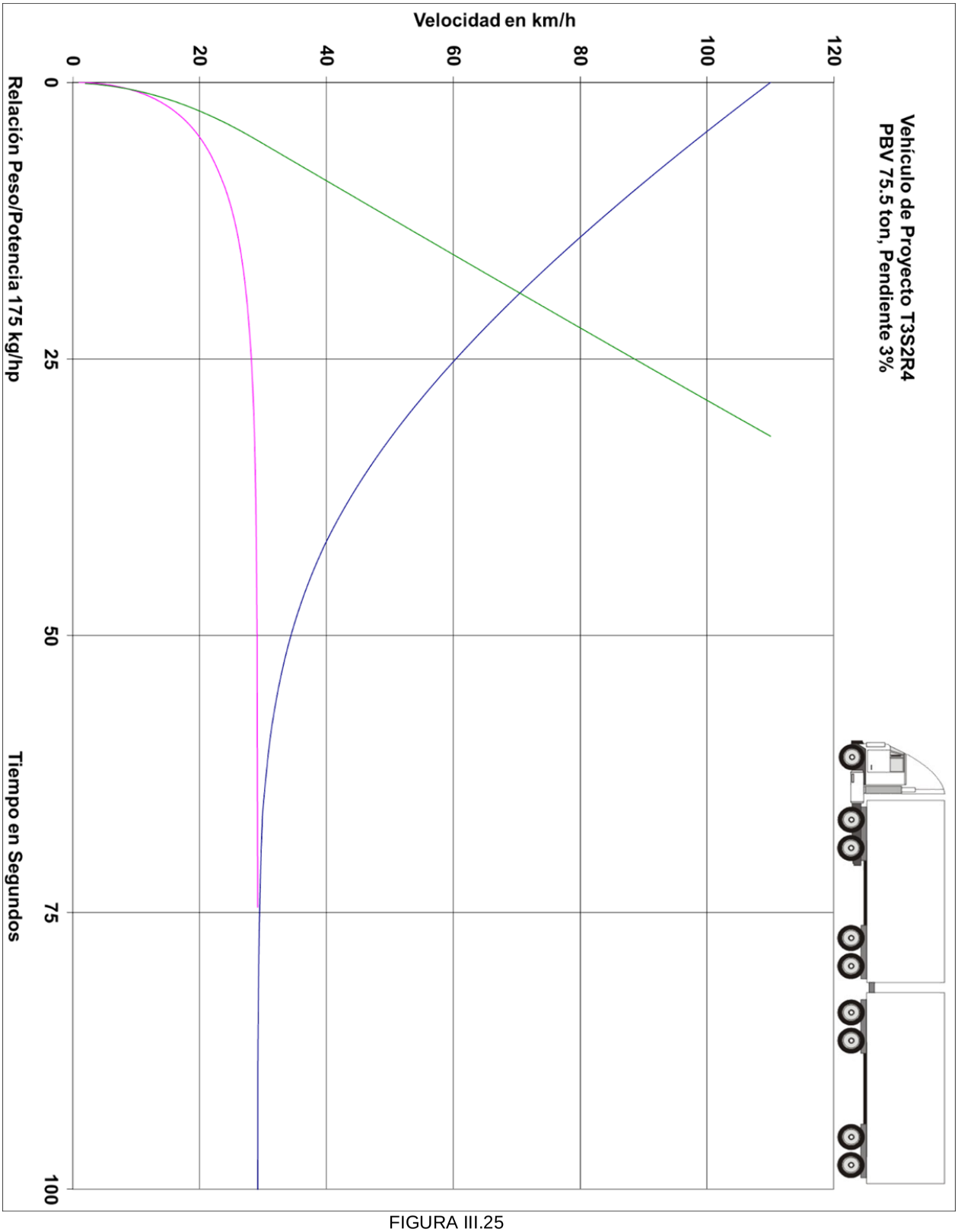


FIGURA III.25

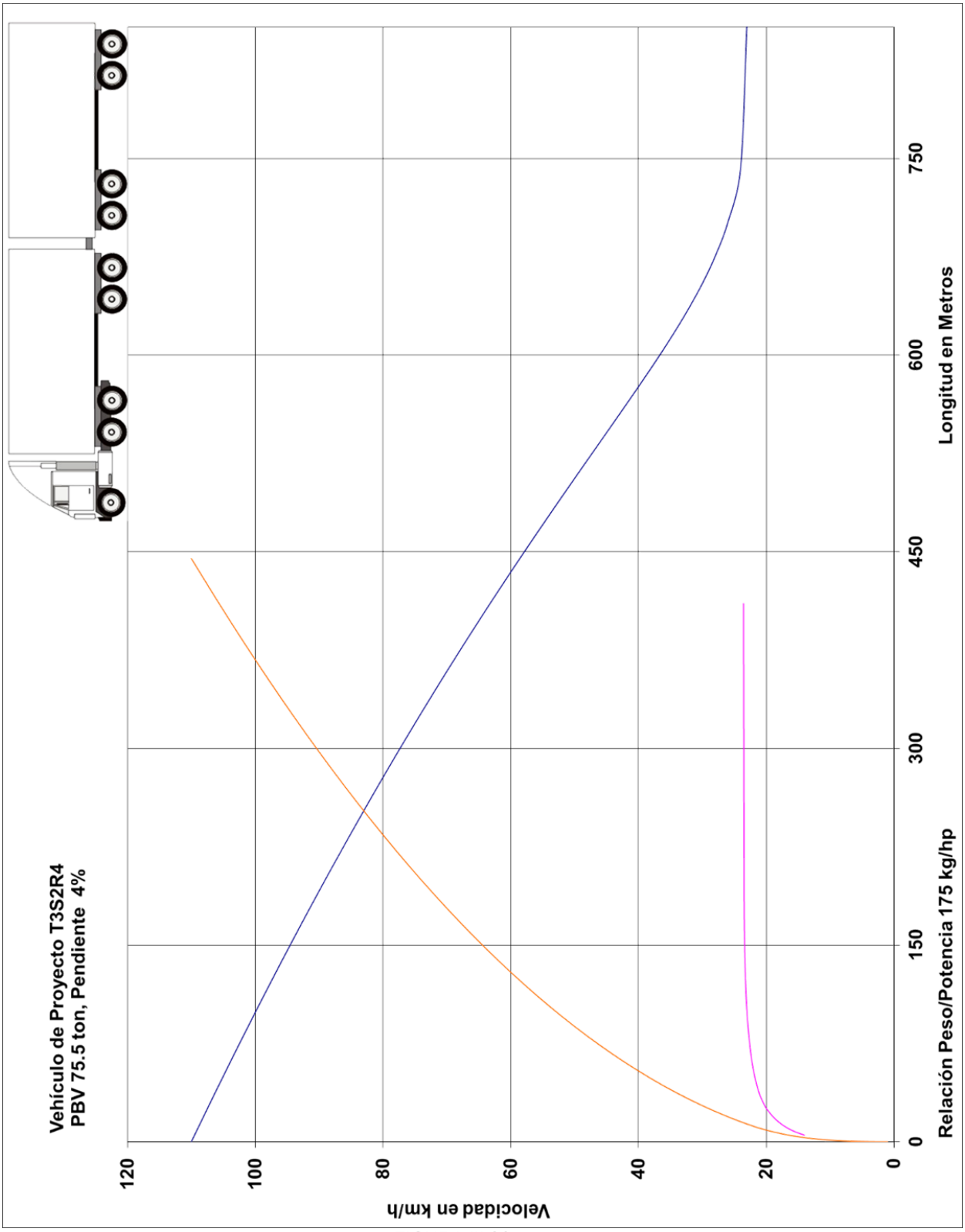


FIGURA III.26

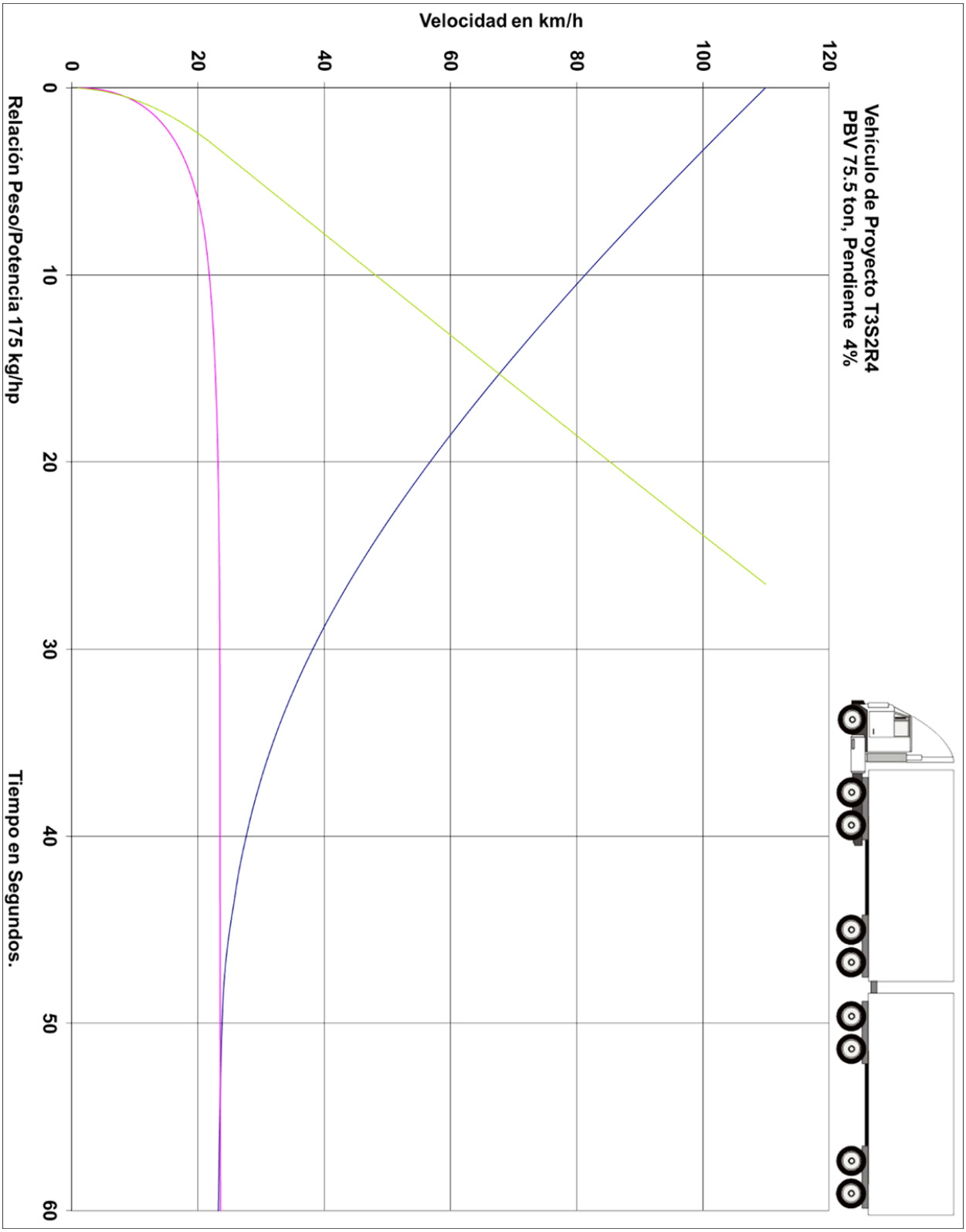


FIGURA III.27

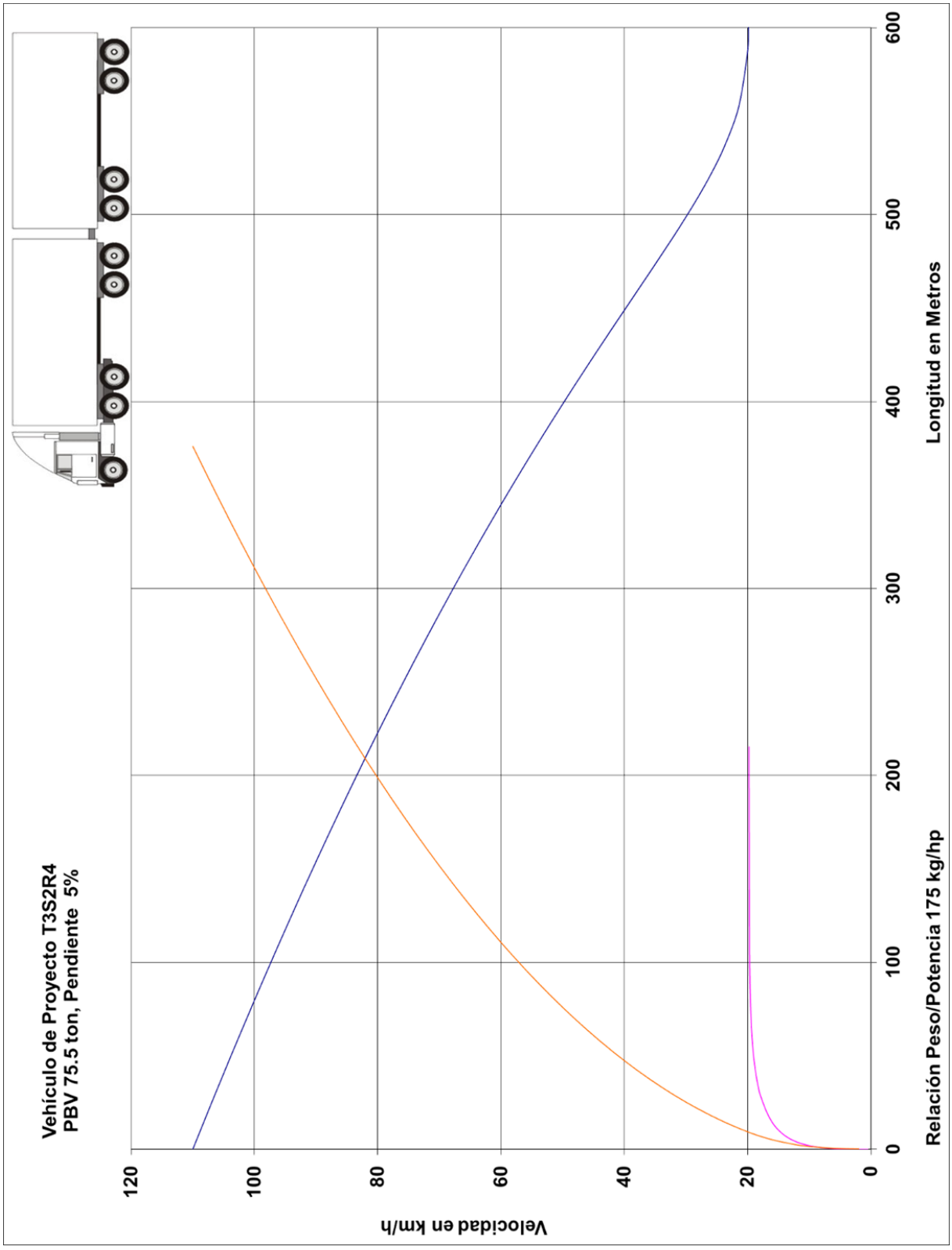


FIGURA III.28

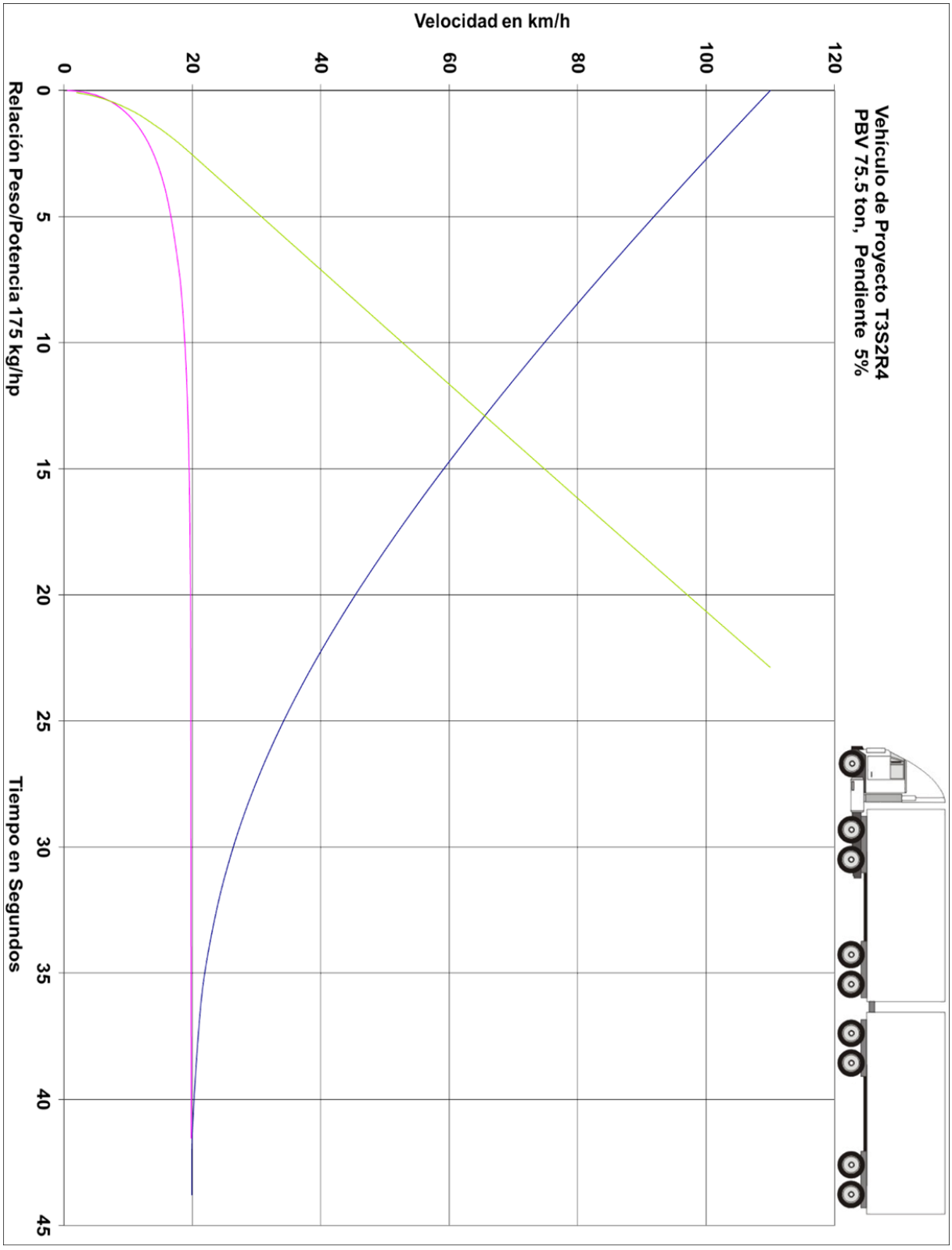


FIGURA III.29

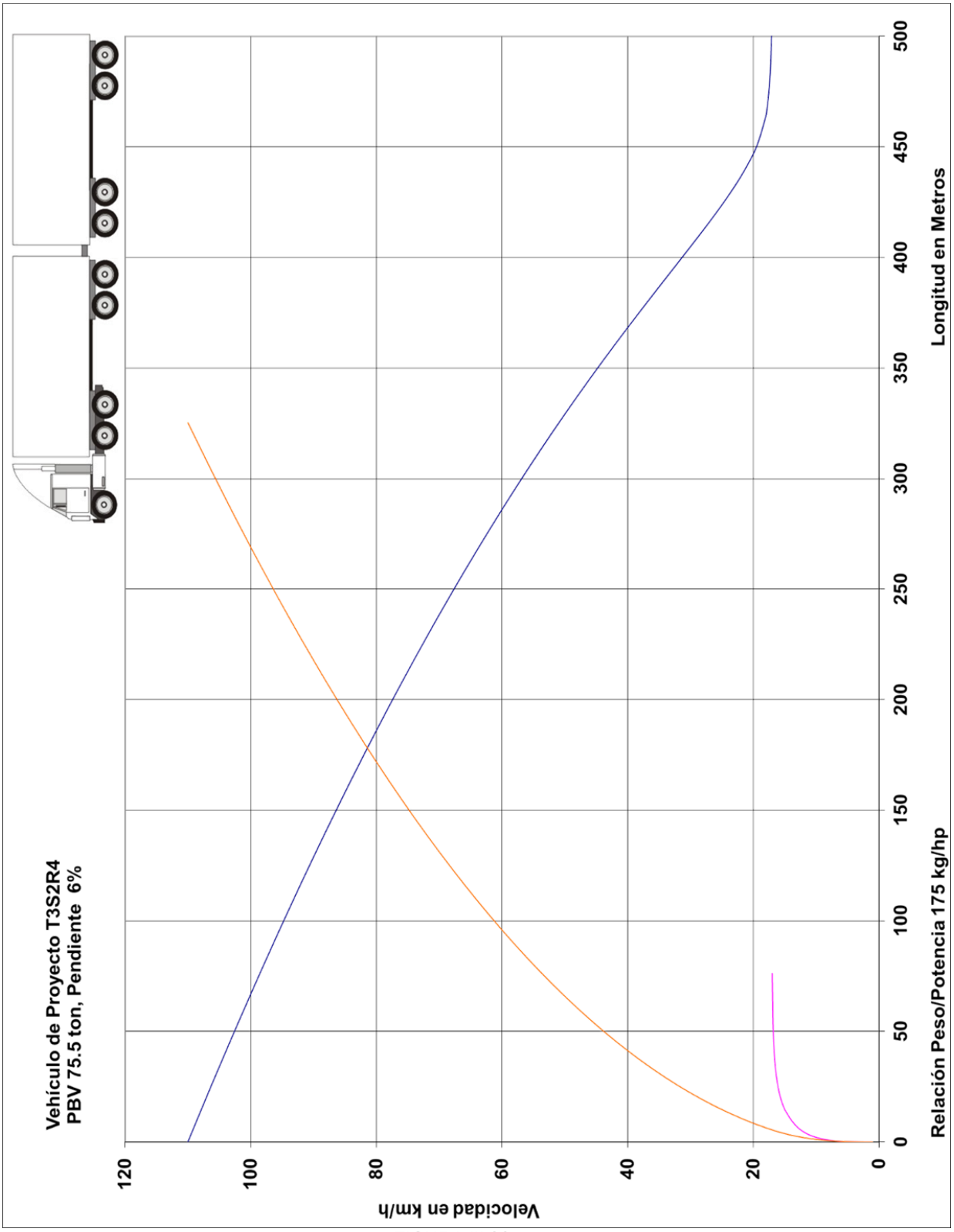


FIGURA III.30

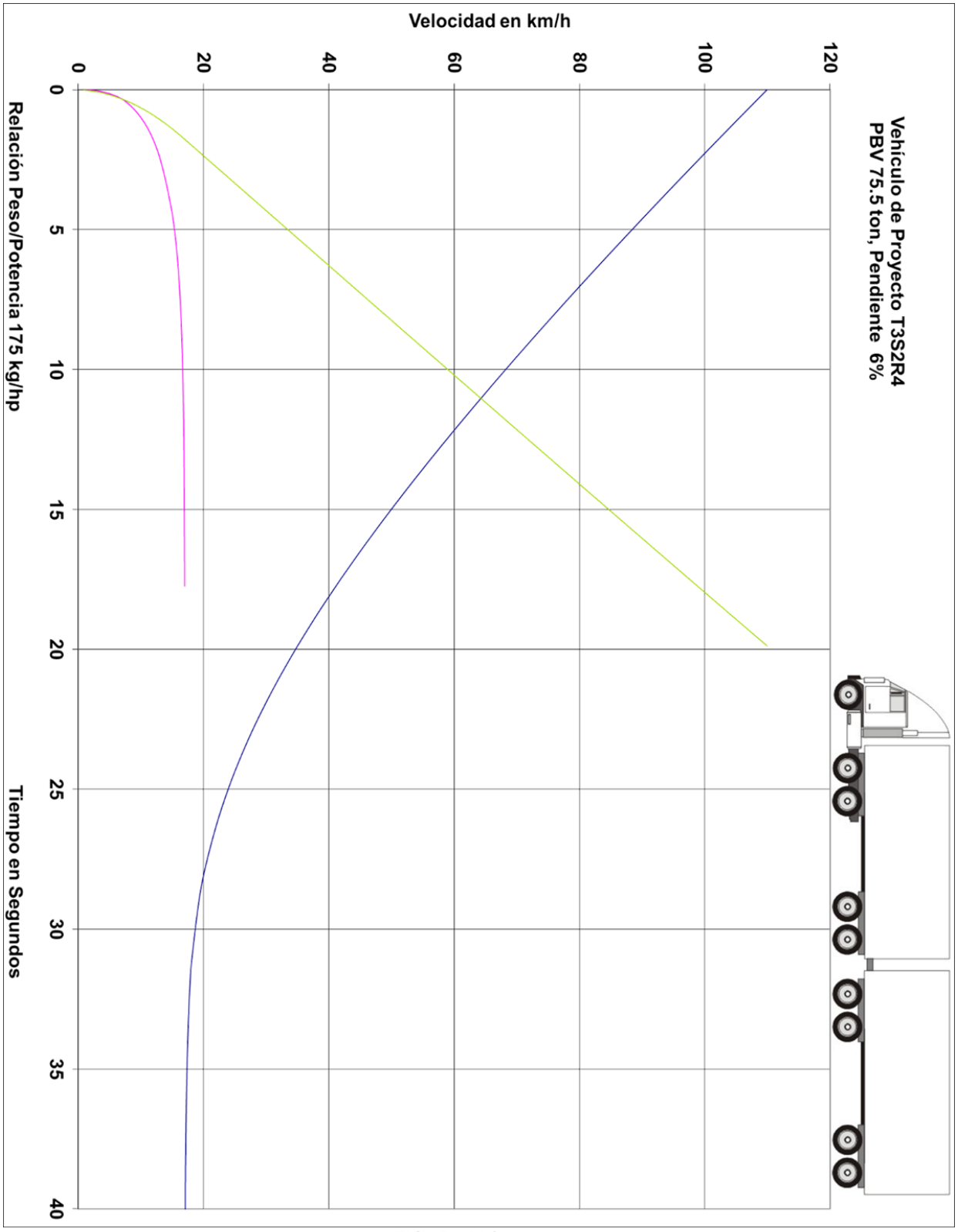


FIGURA III.31

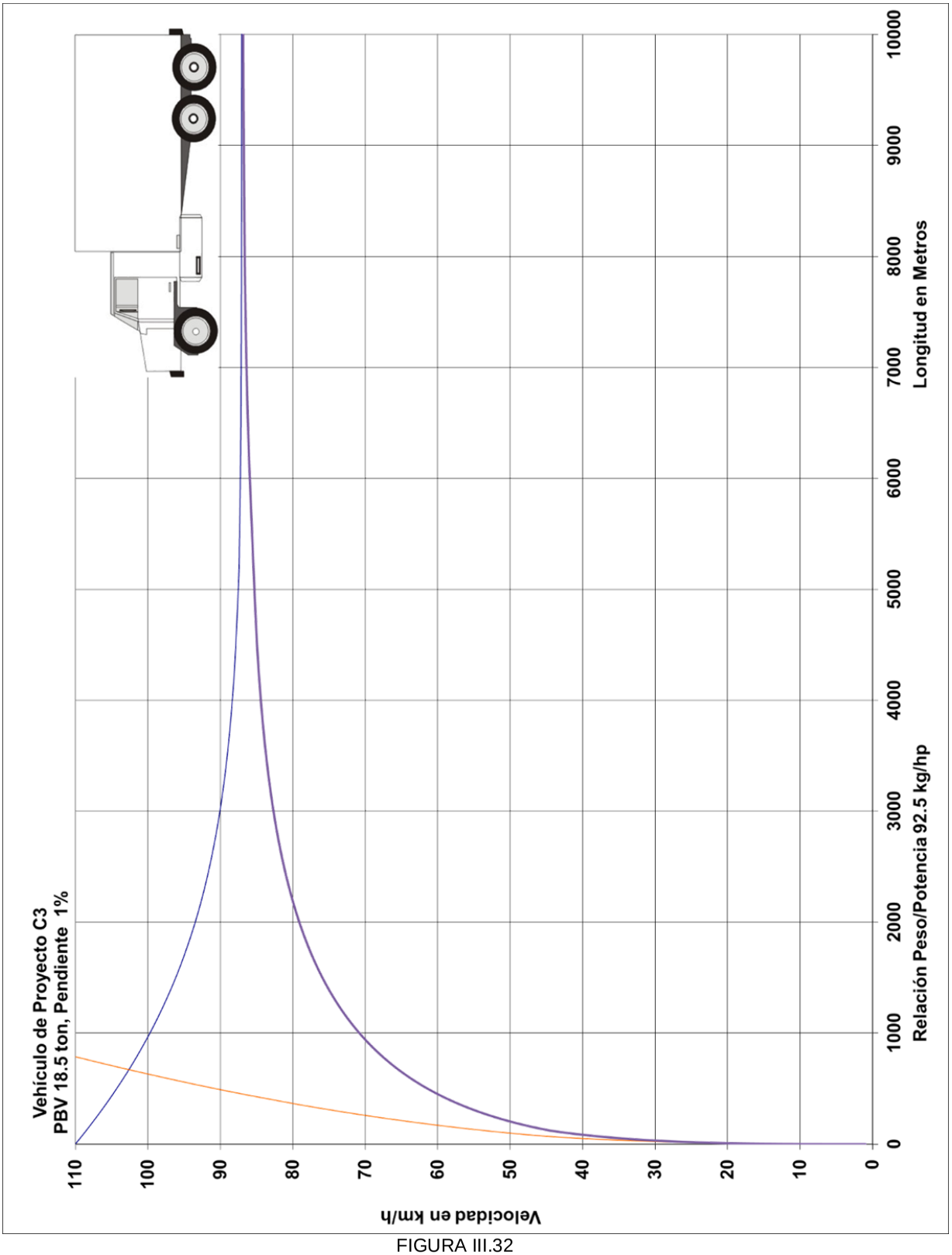


FIGURA III.32

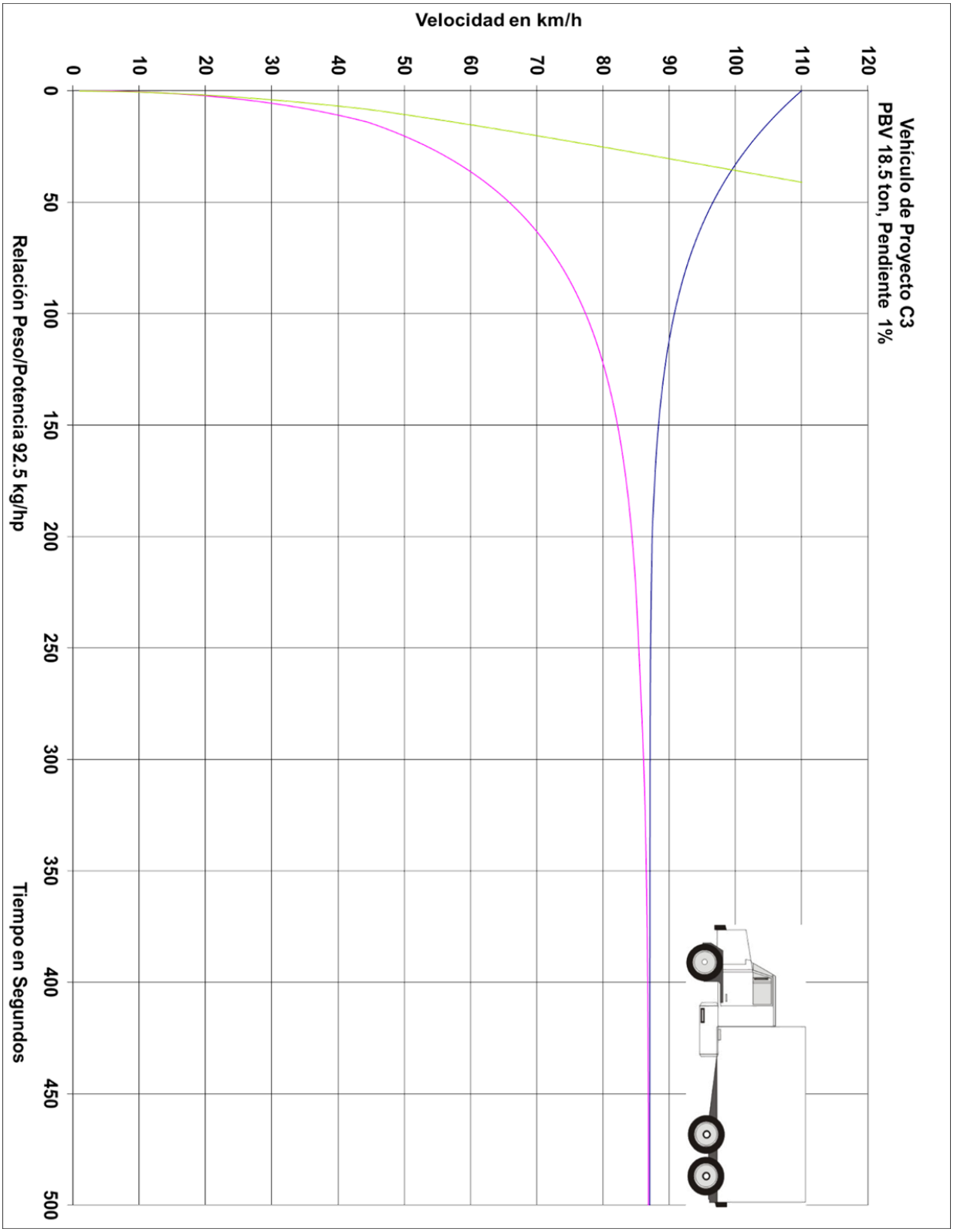


FIGURA III.33

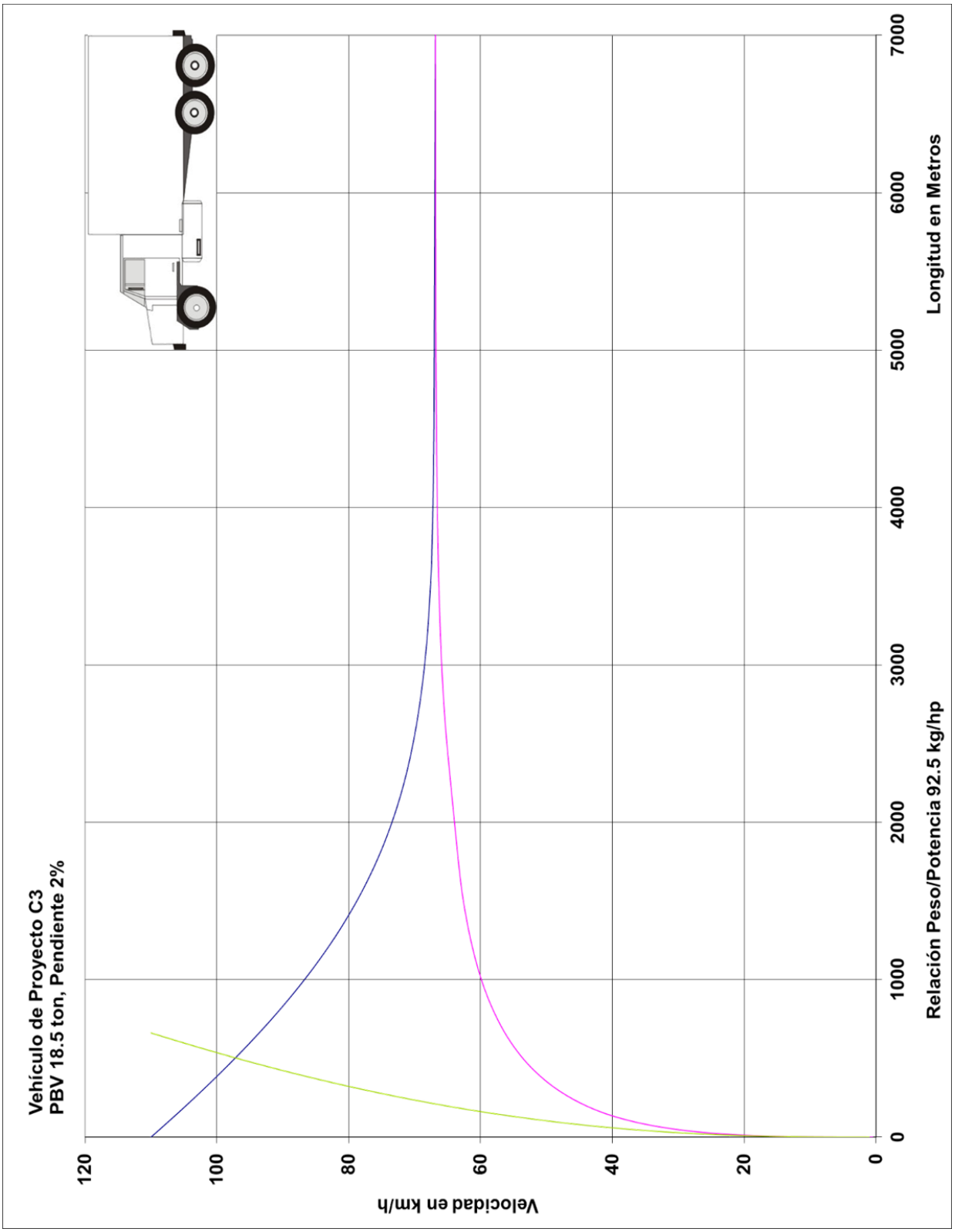


FIGURA III.34

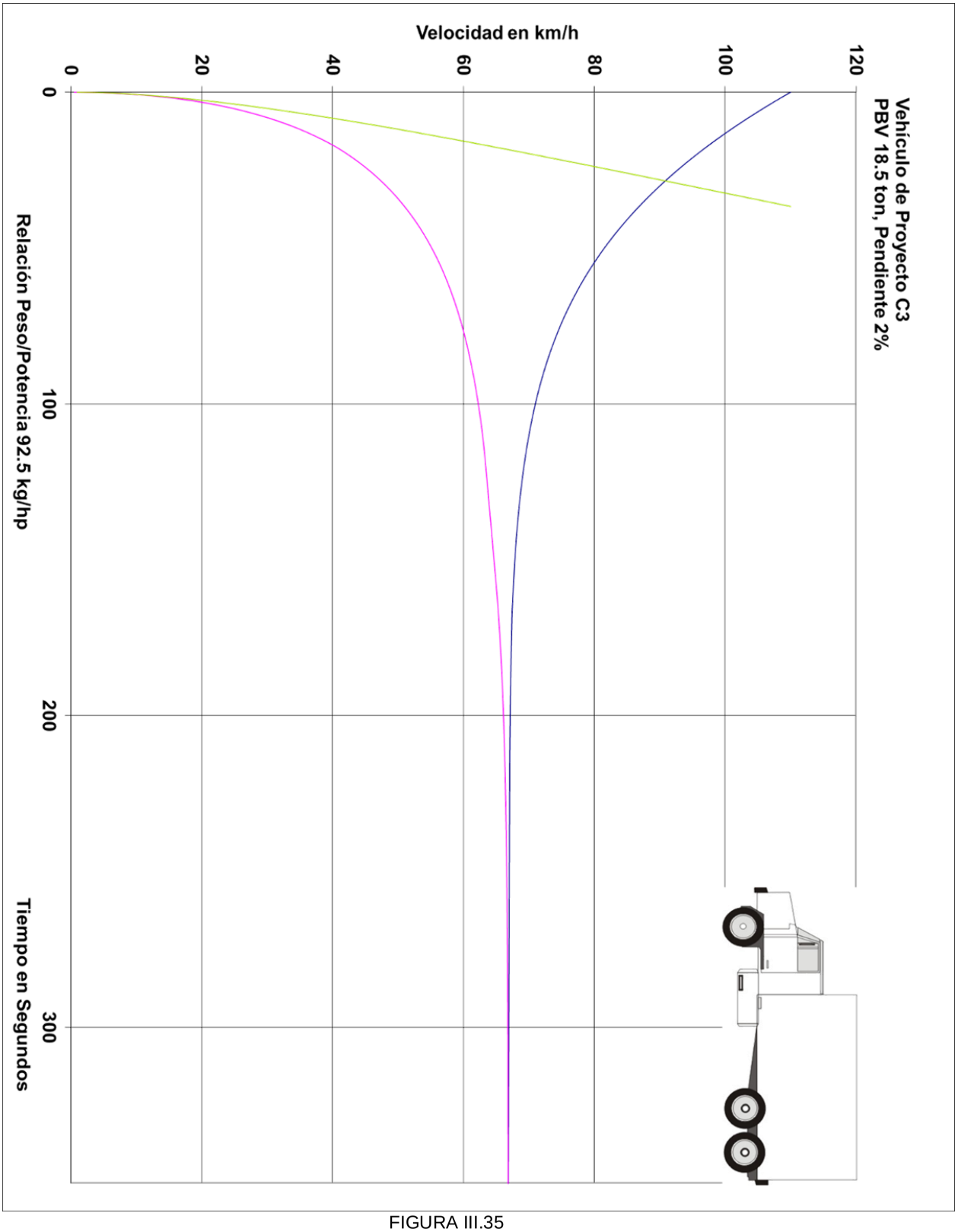


FIGURA III.35

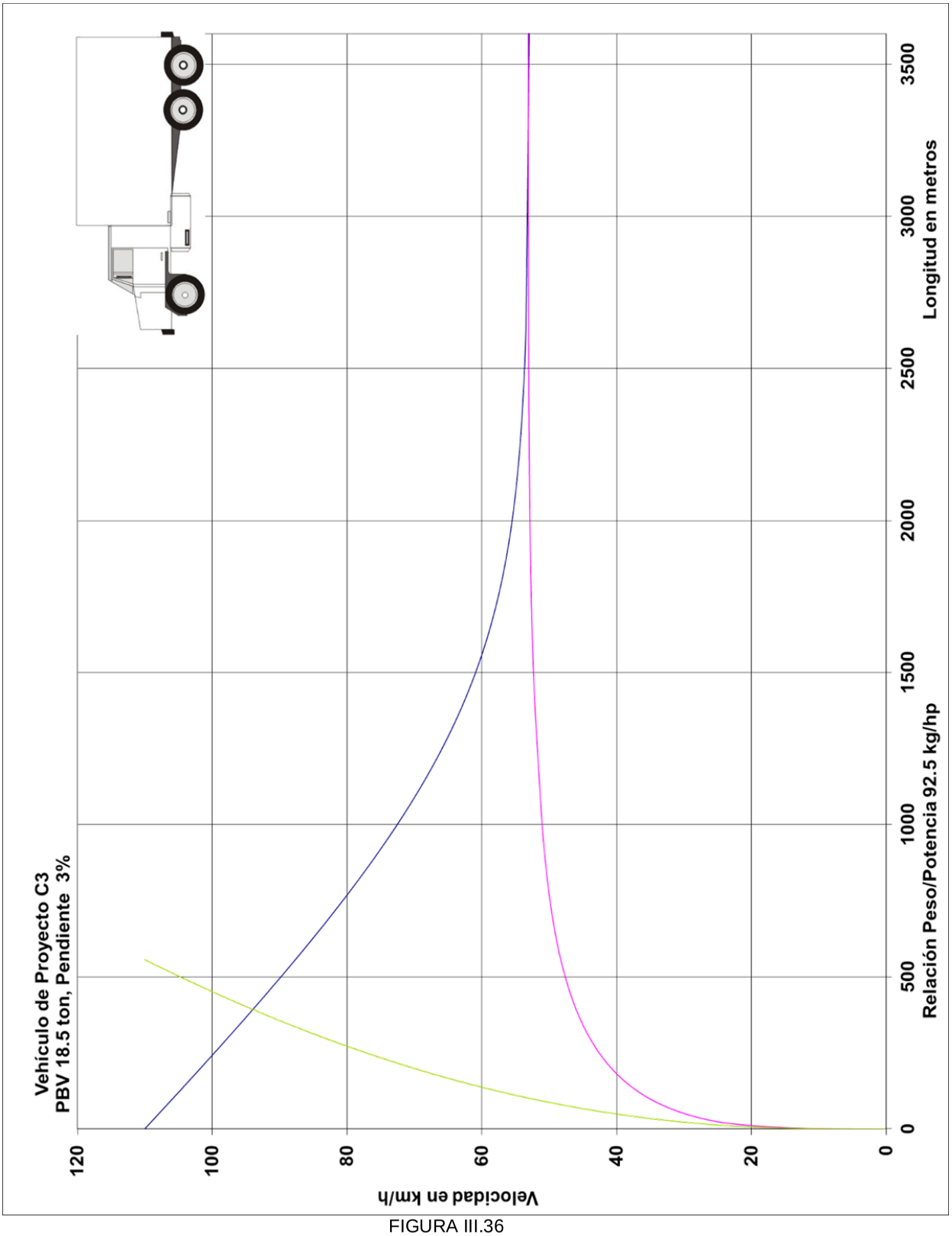


FIGURA III.36

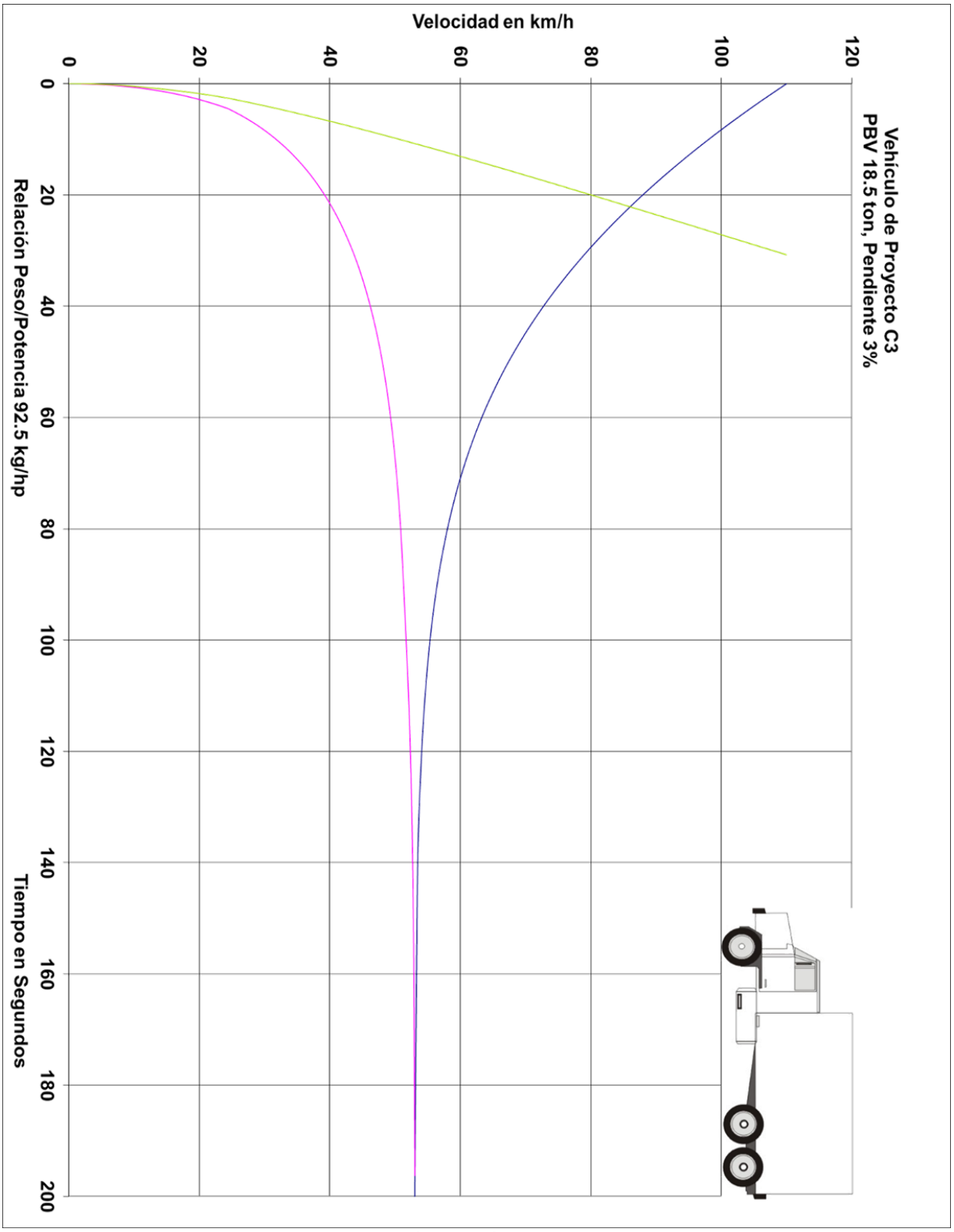


FIGURA III.37

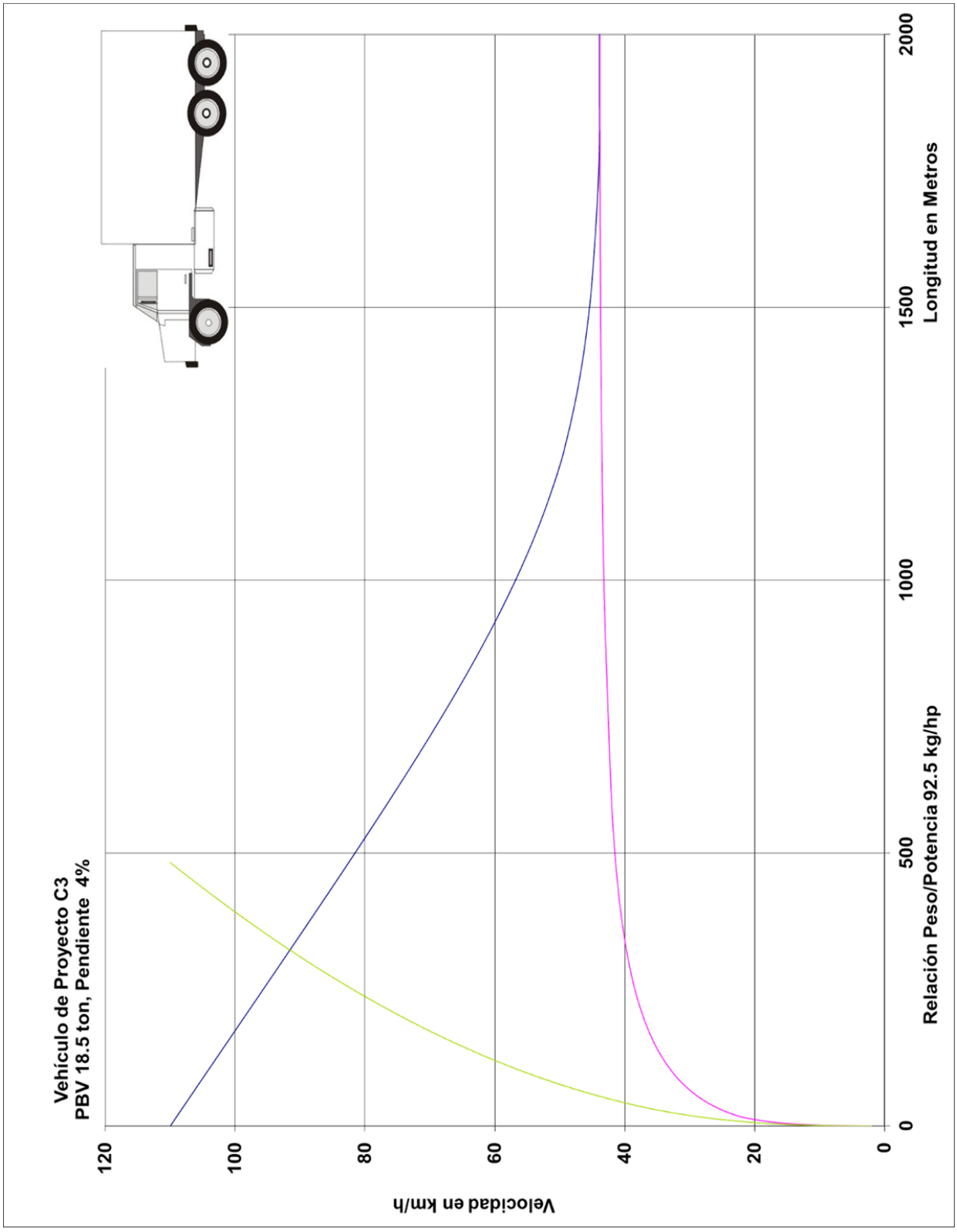


FIGURA III.38

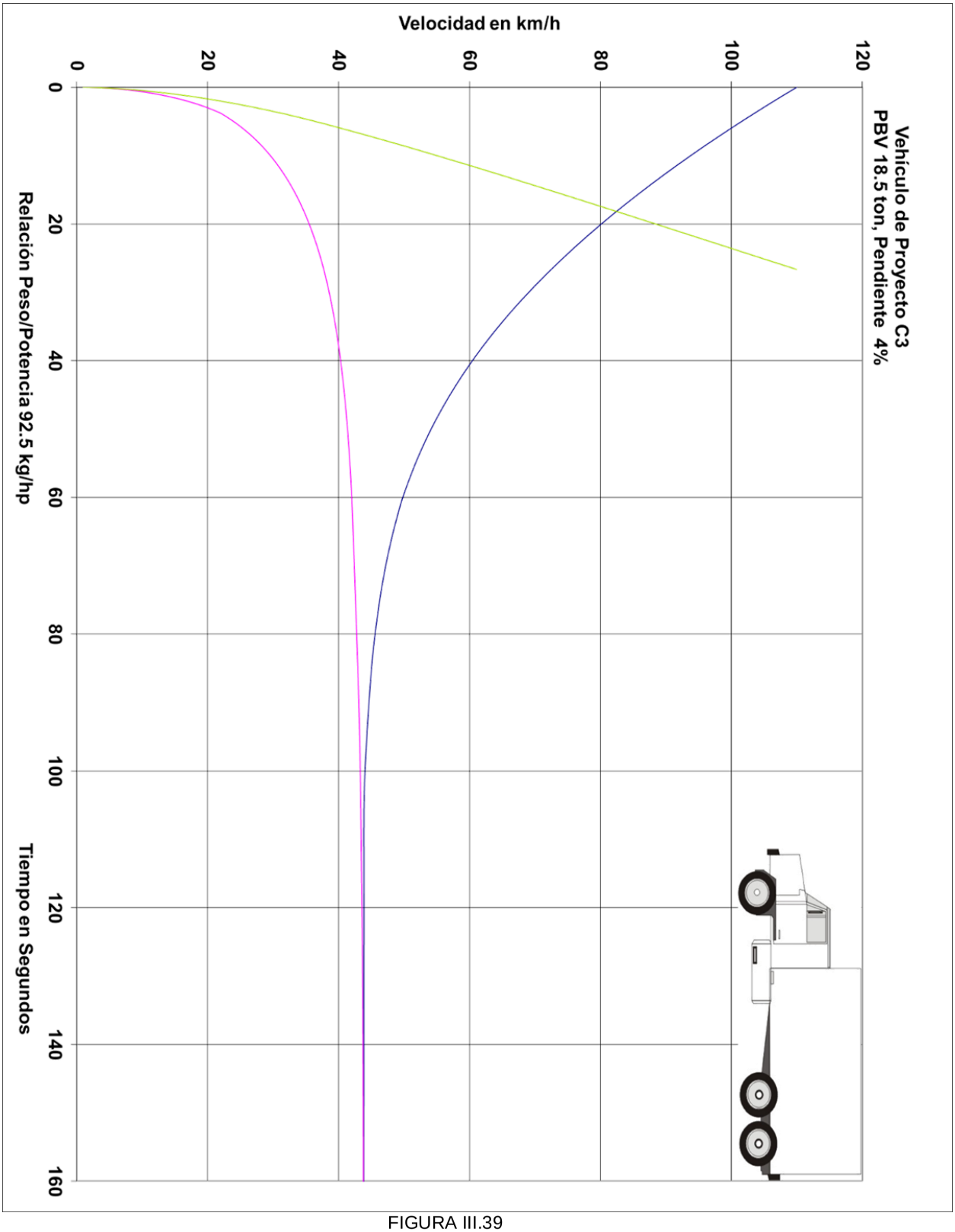


FIGURA III.39

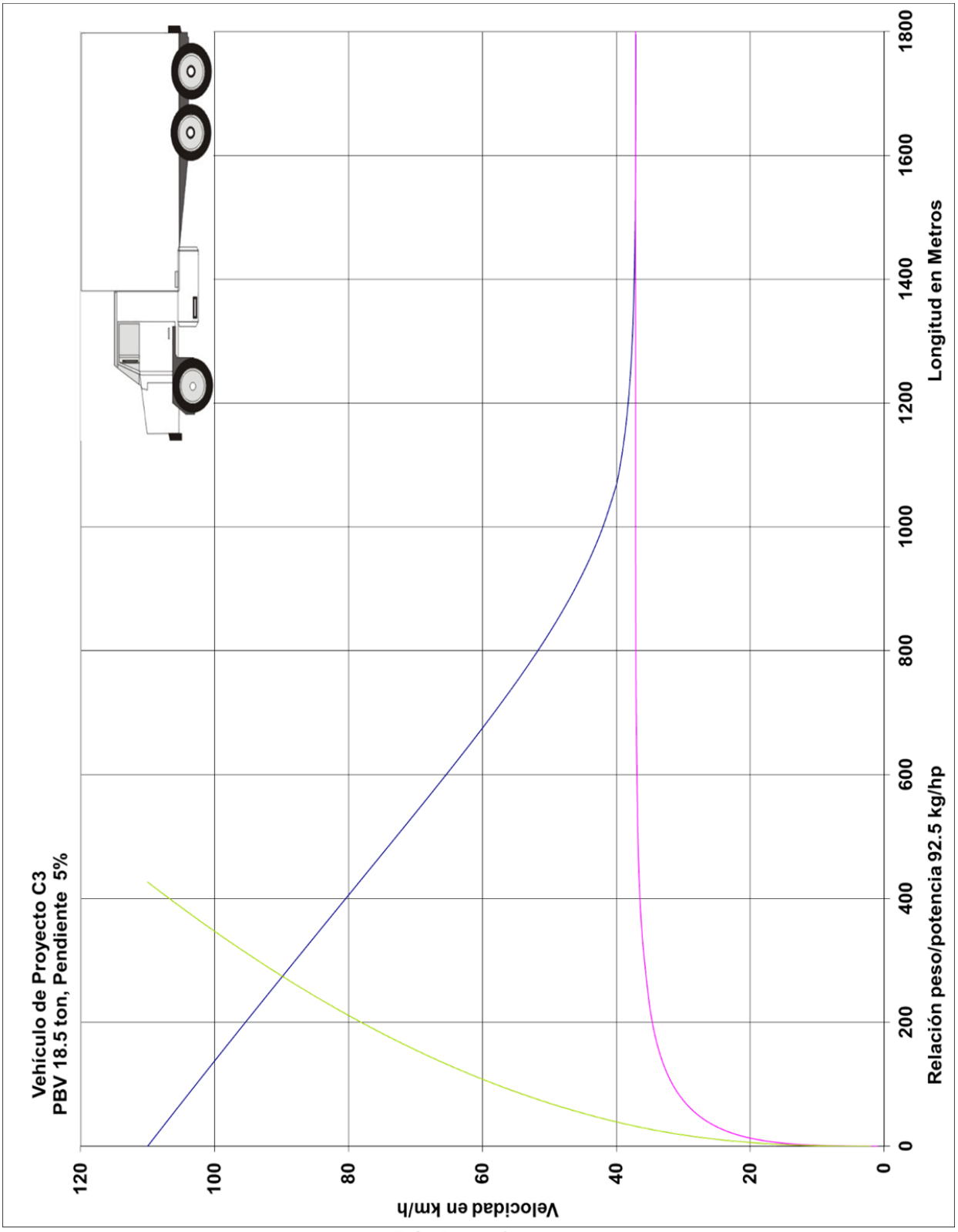


FIGURA III.40

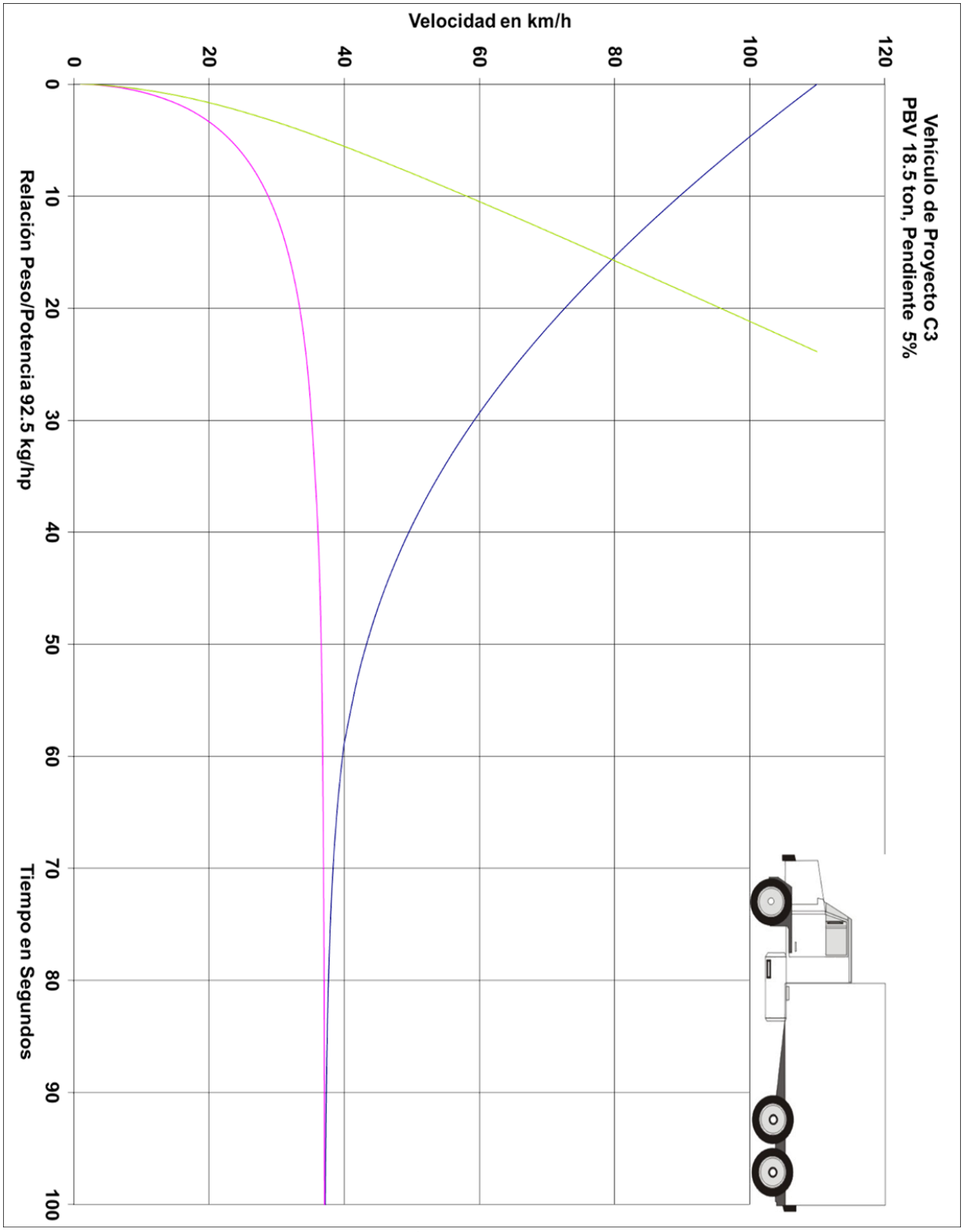


FIGURA III.41

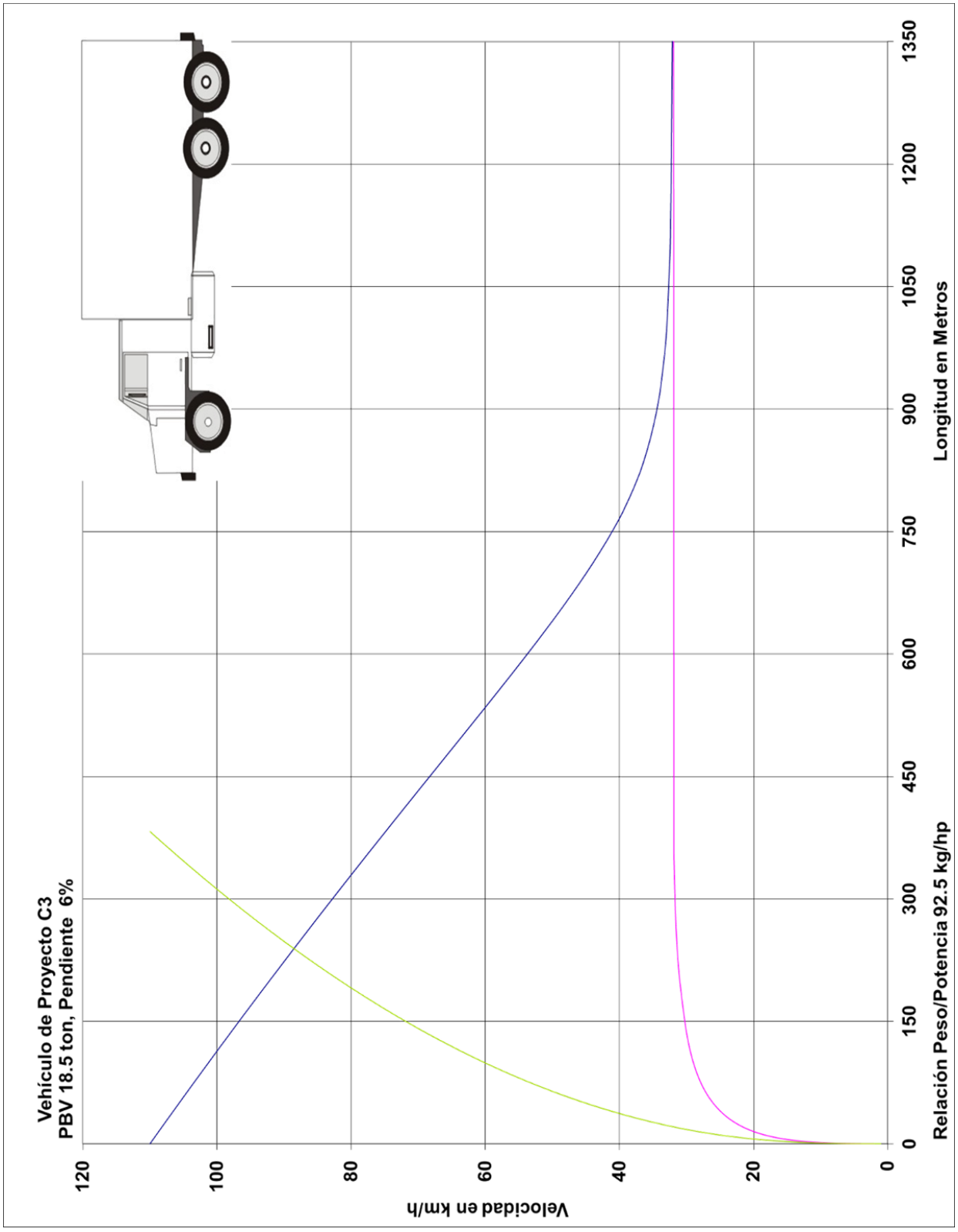


FIGURA III.42

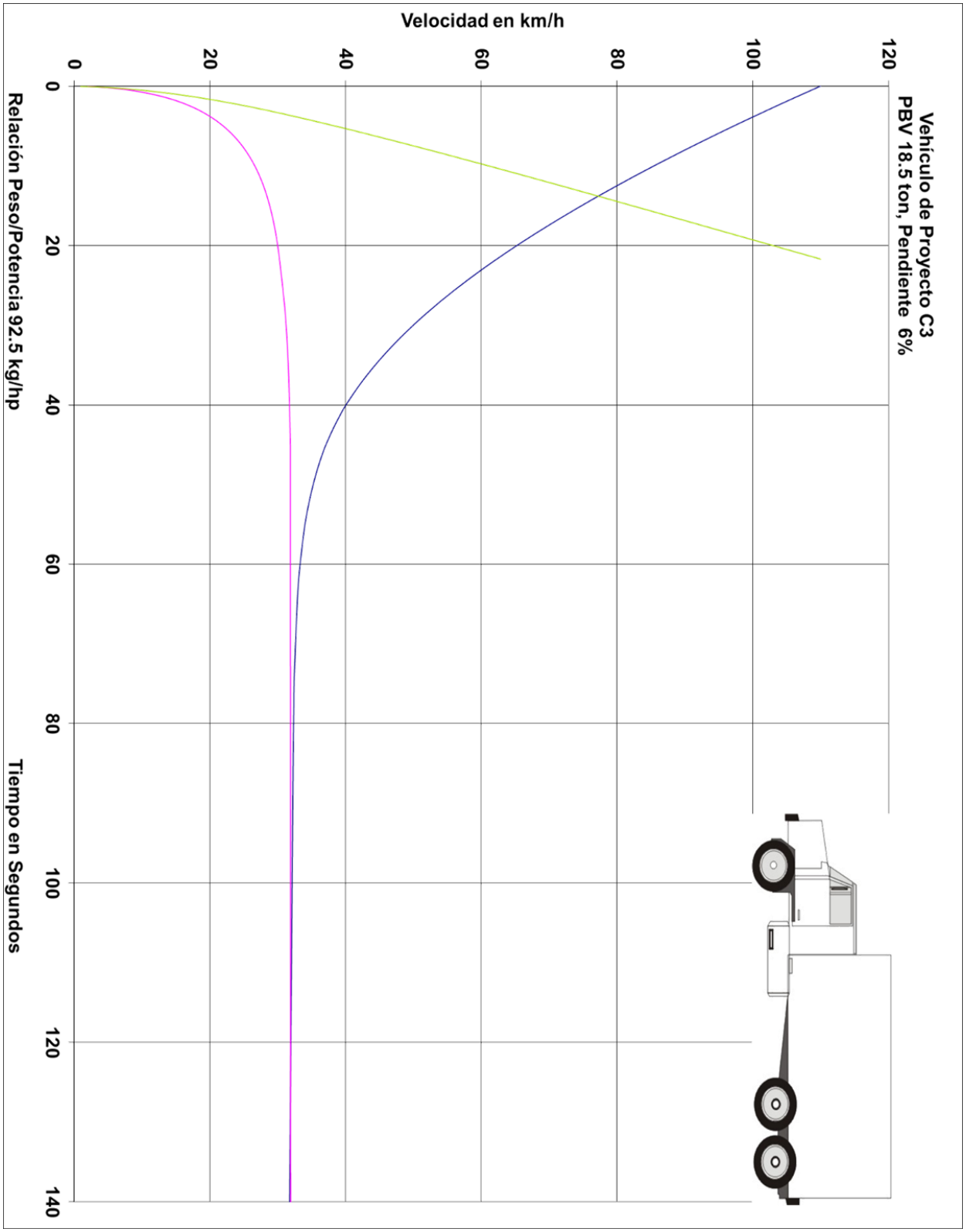


FIGURA III.43

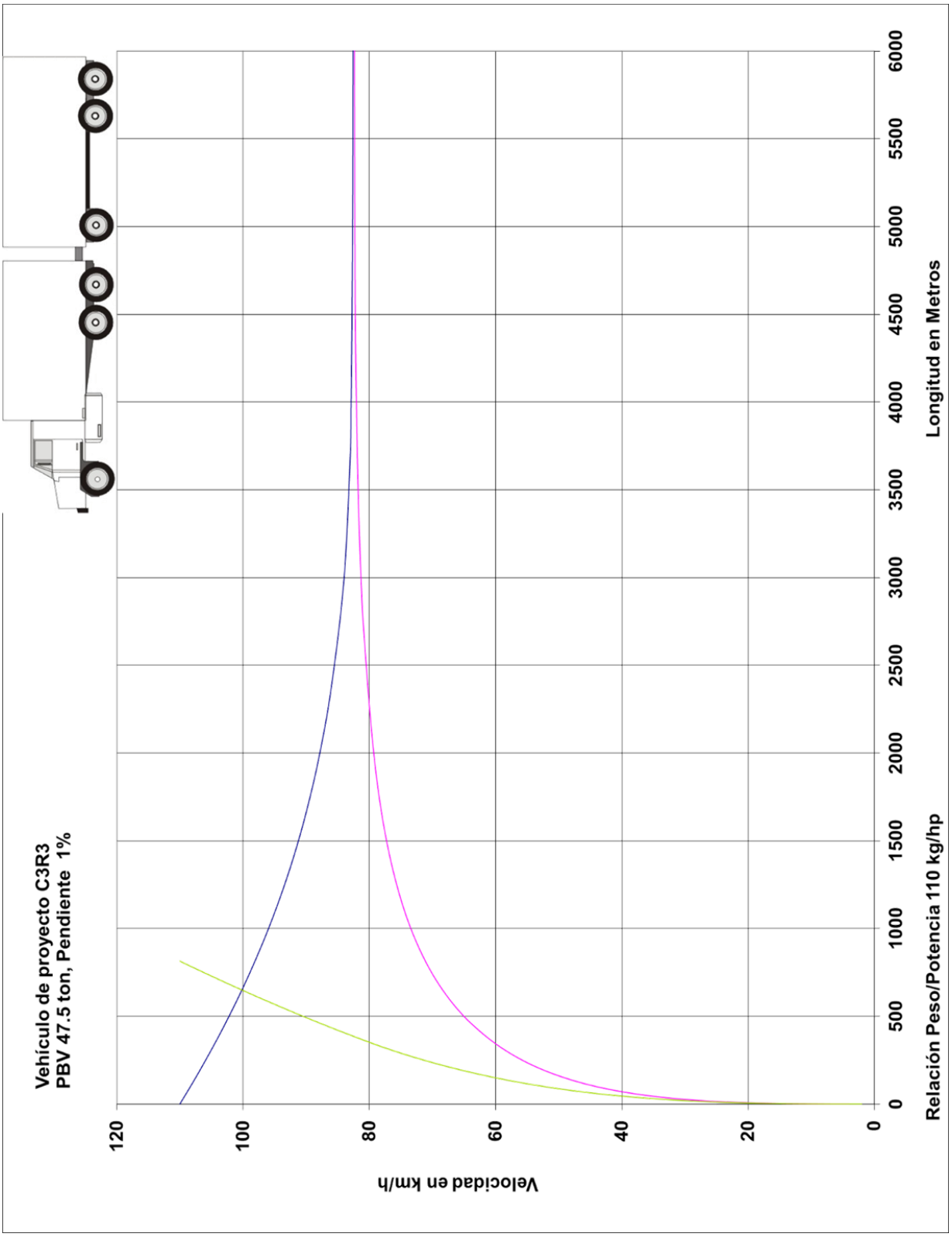


FIGURA III.44

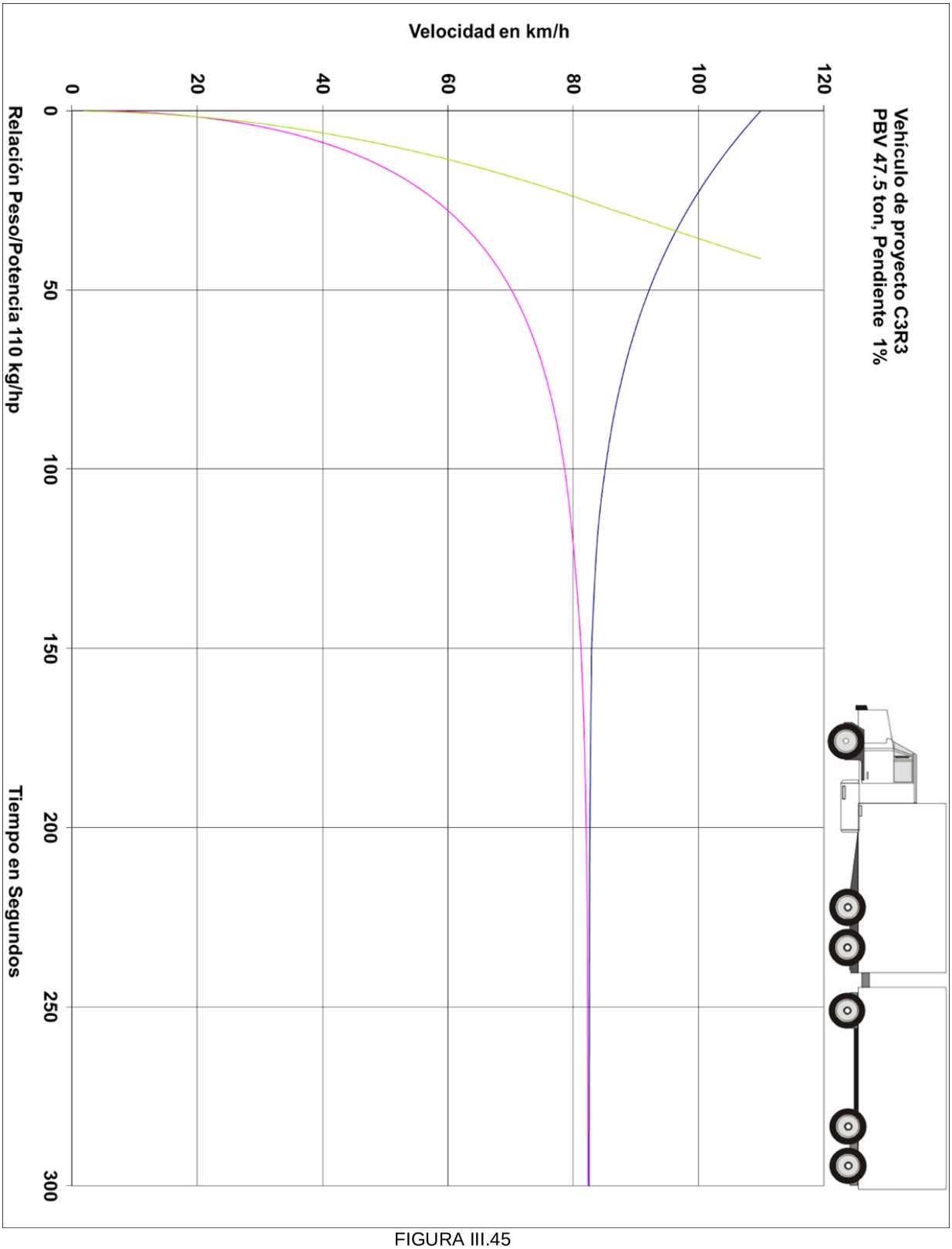


FIGURA III.45

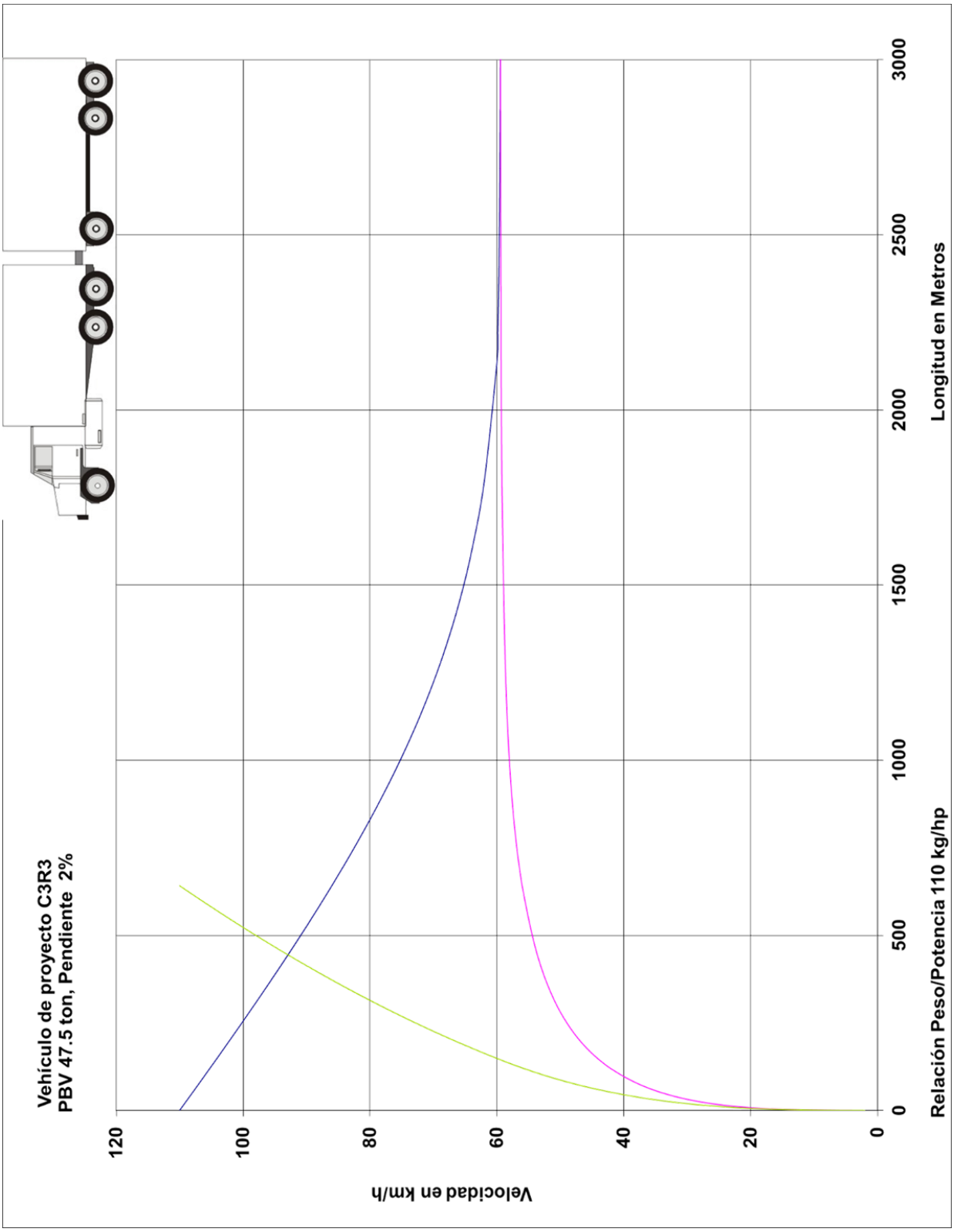


FIGURA III.46

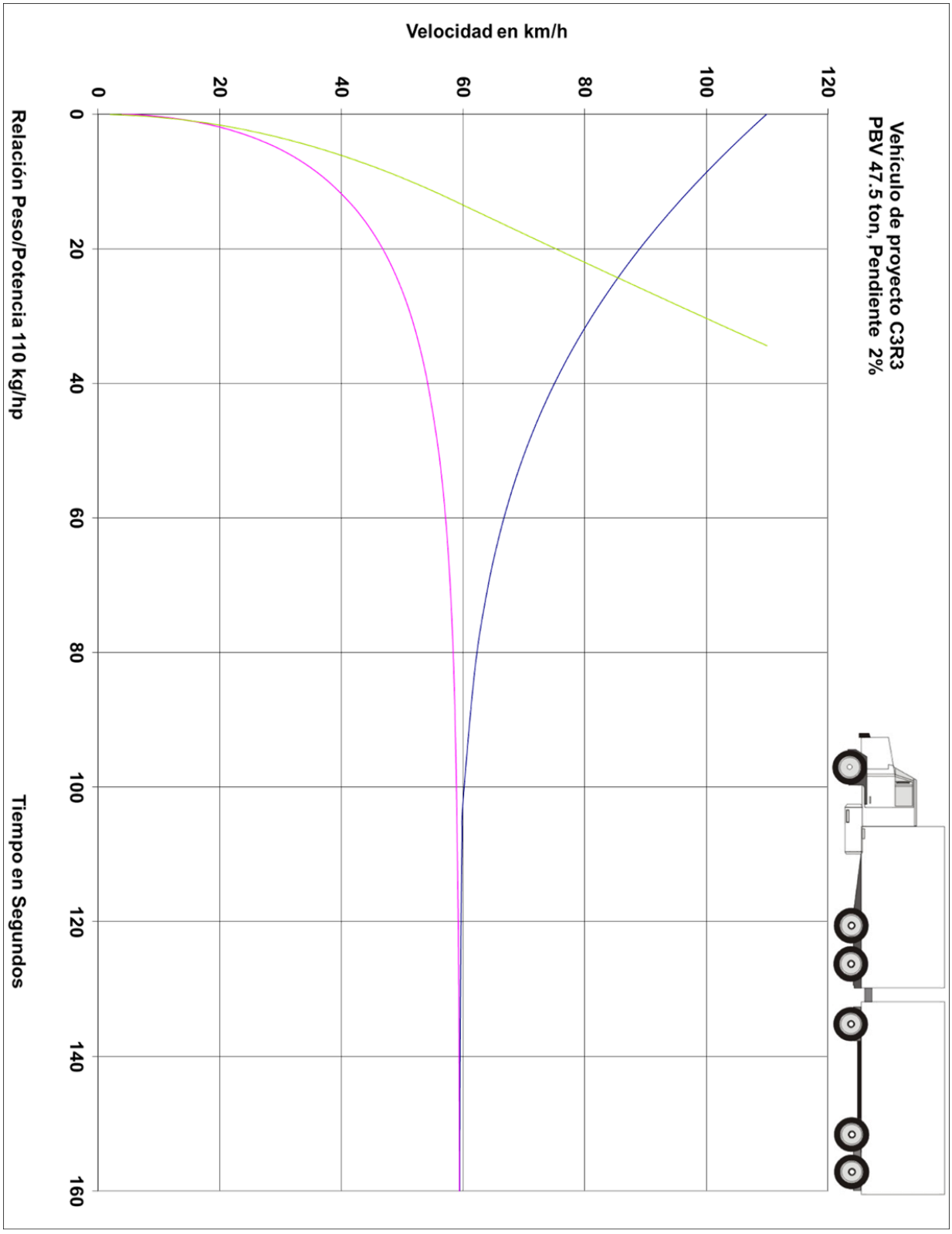


FIGURA III.47

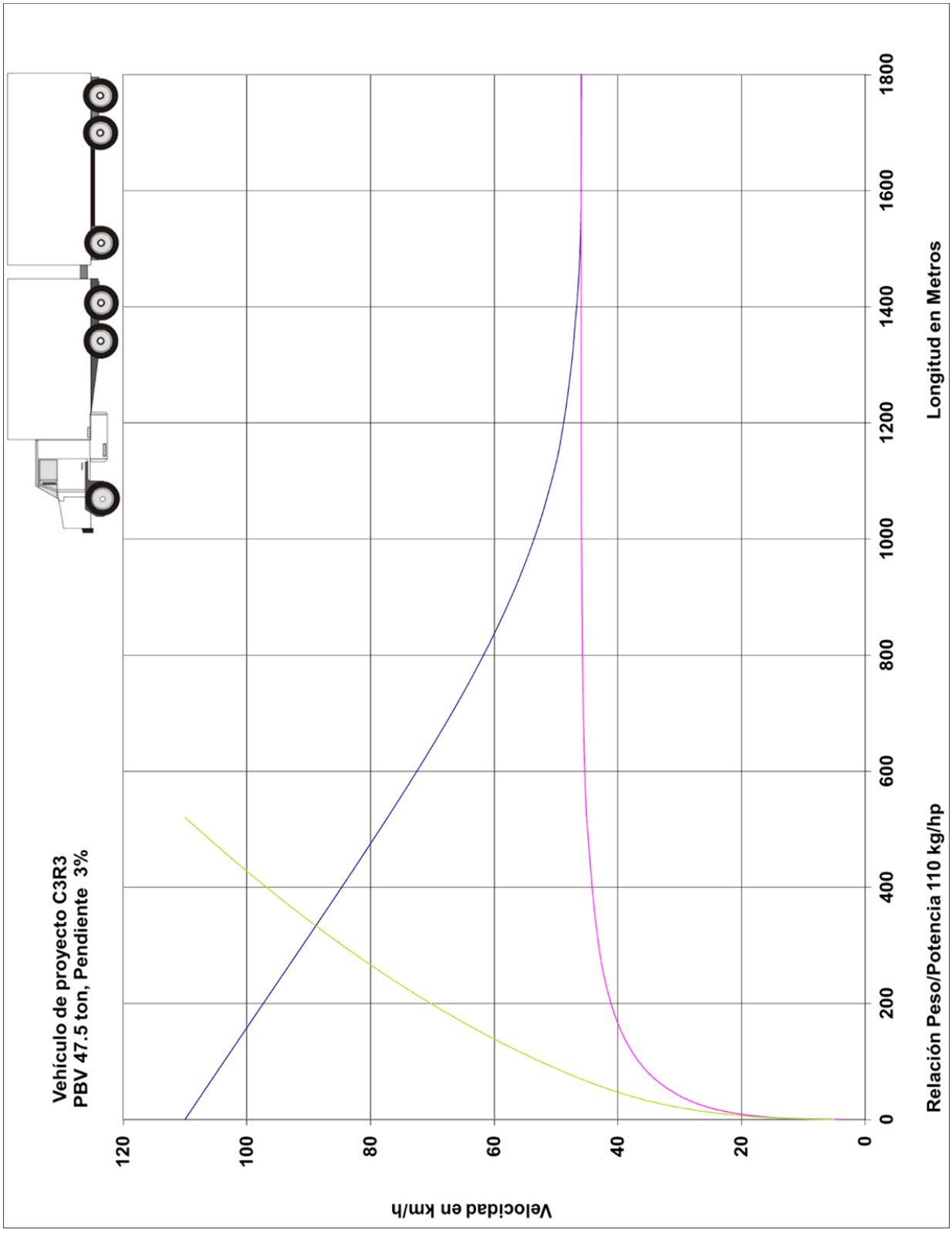


FIGURA III.48

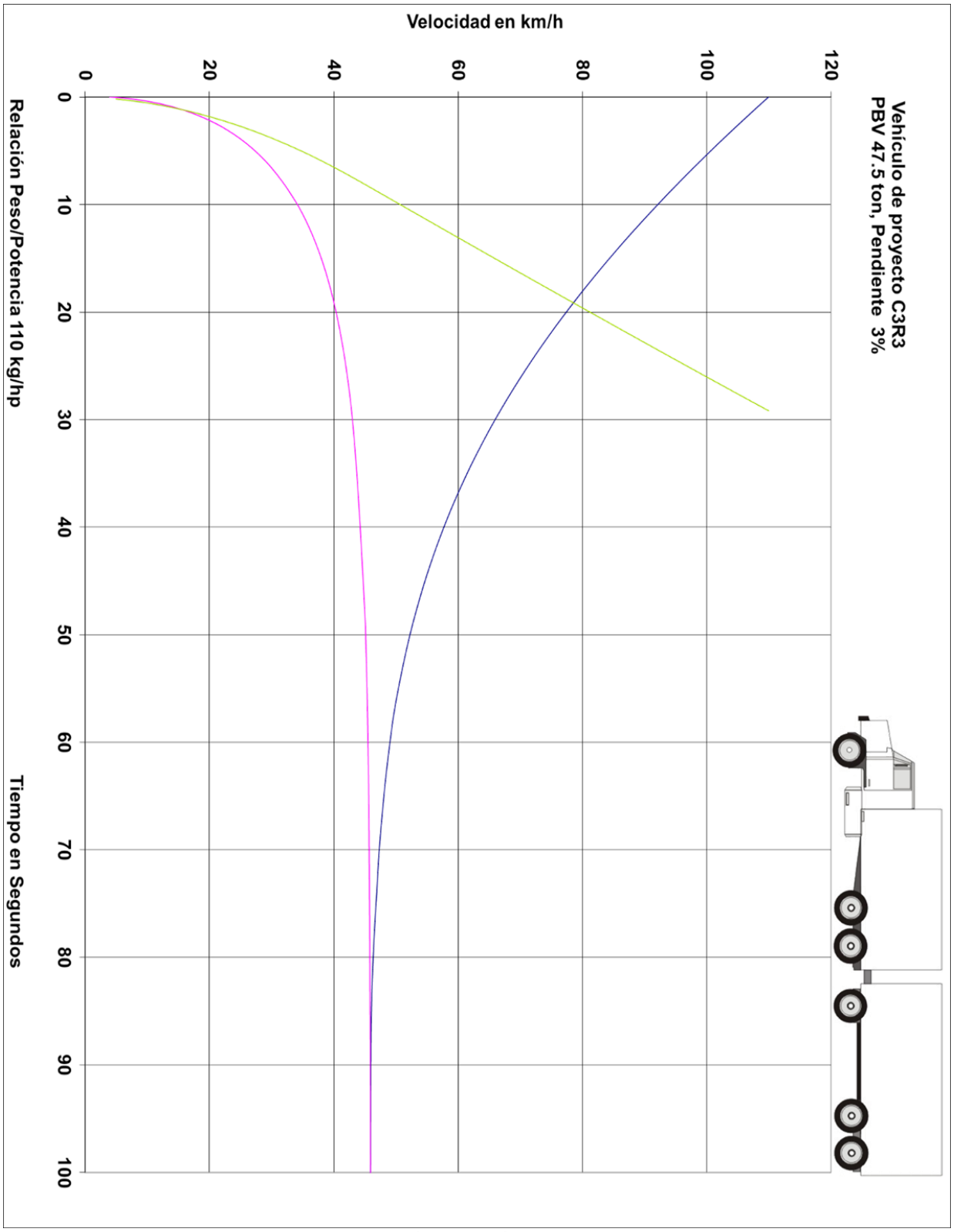


FIGURA III.49

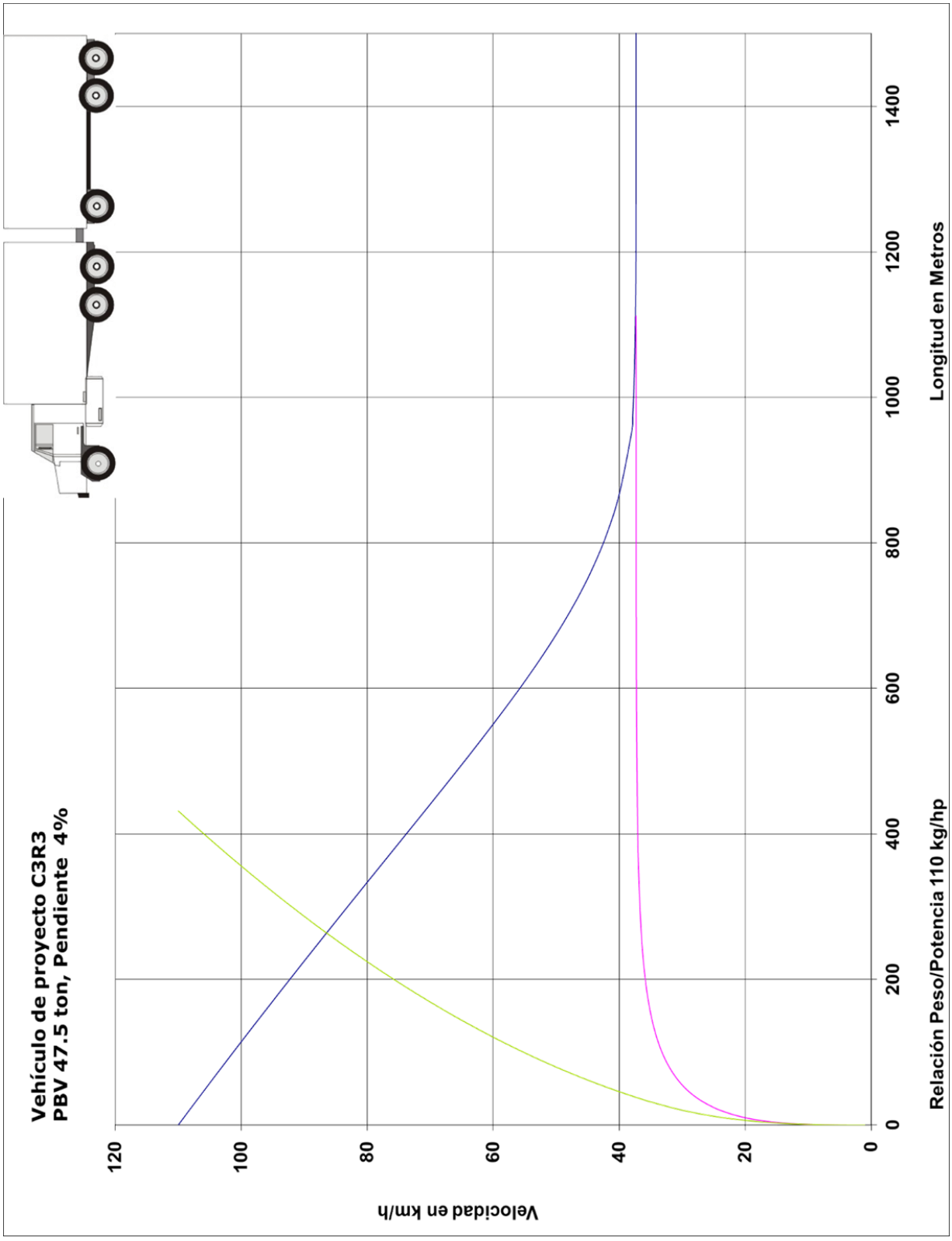


FIGURA III.50

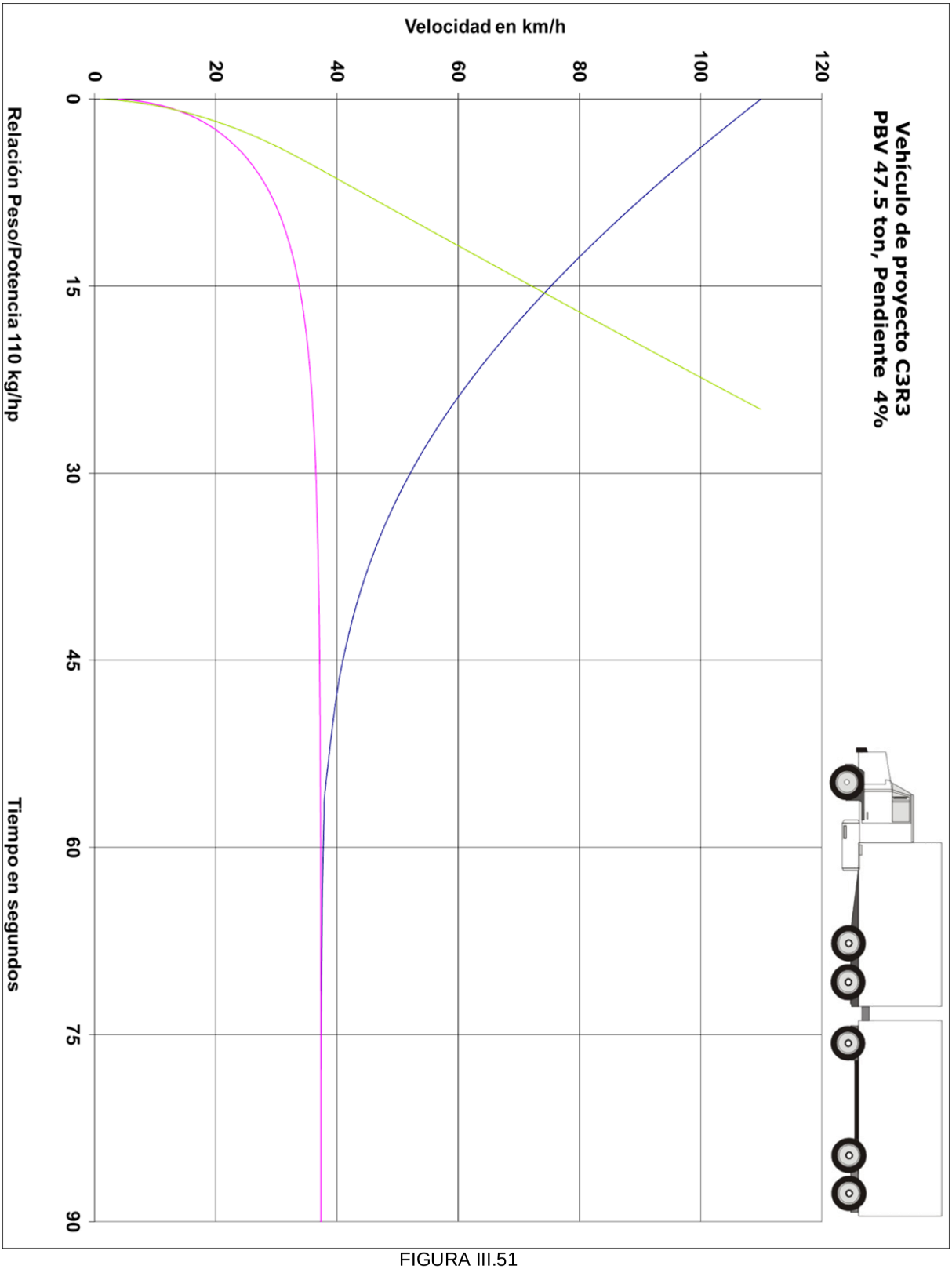


FIGURA III.51

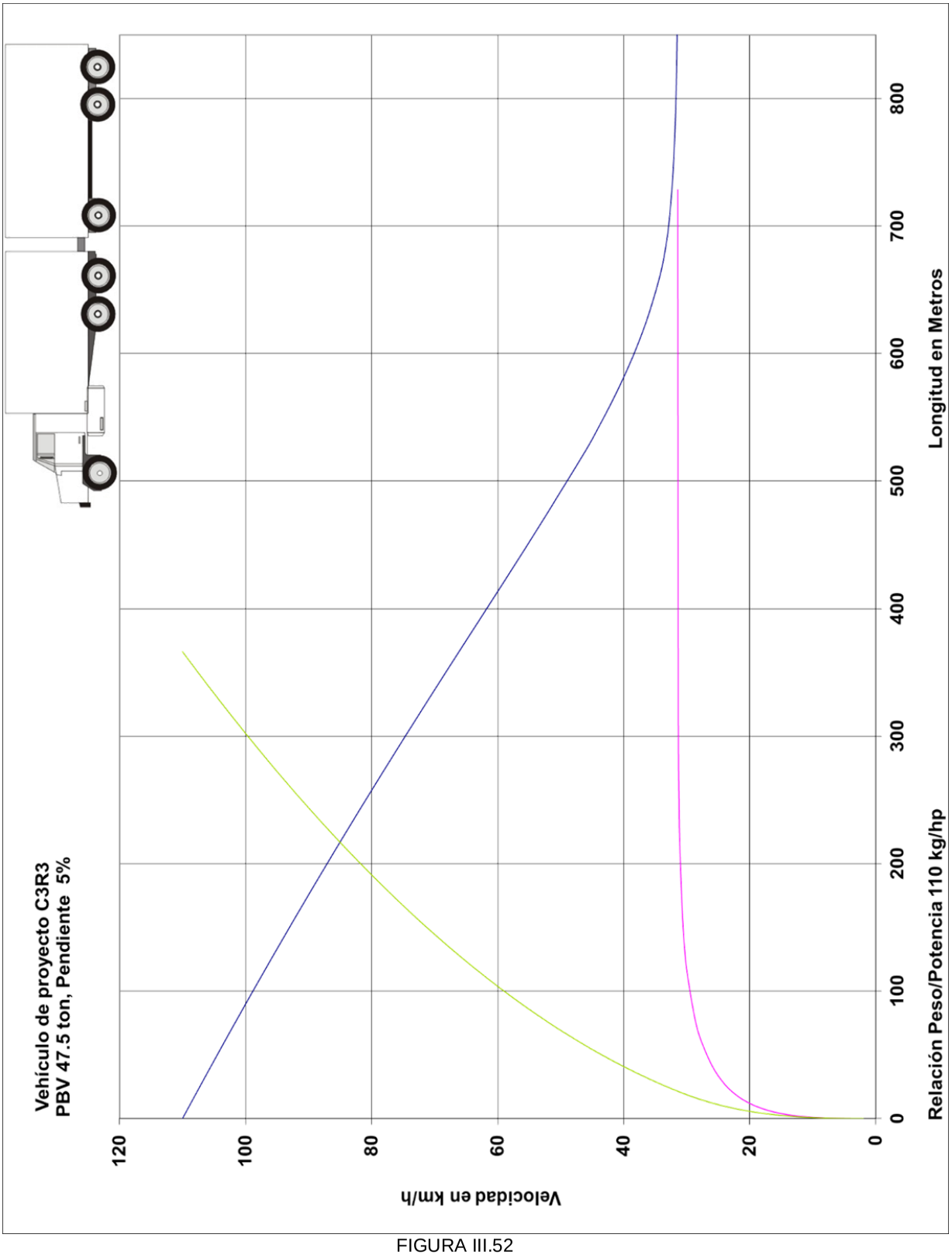


FIGURA III.52

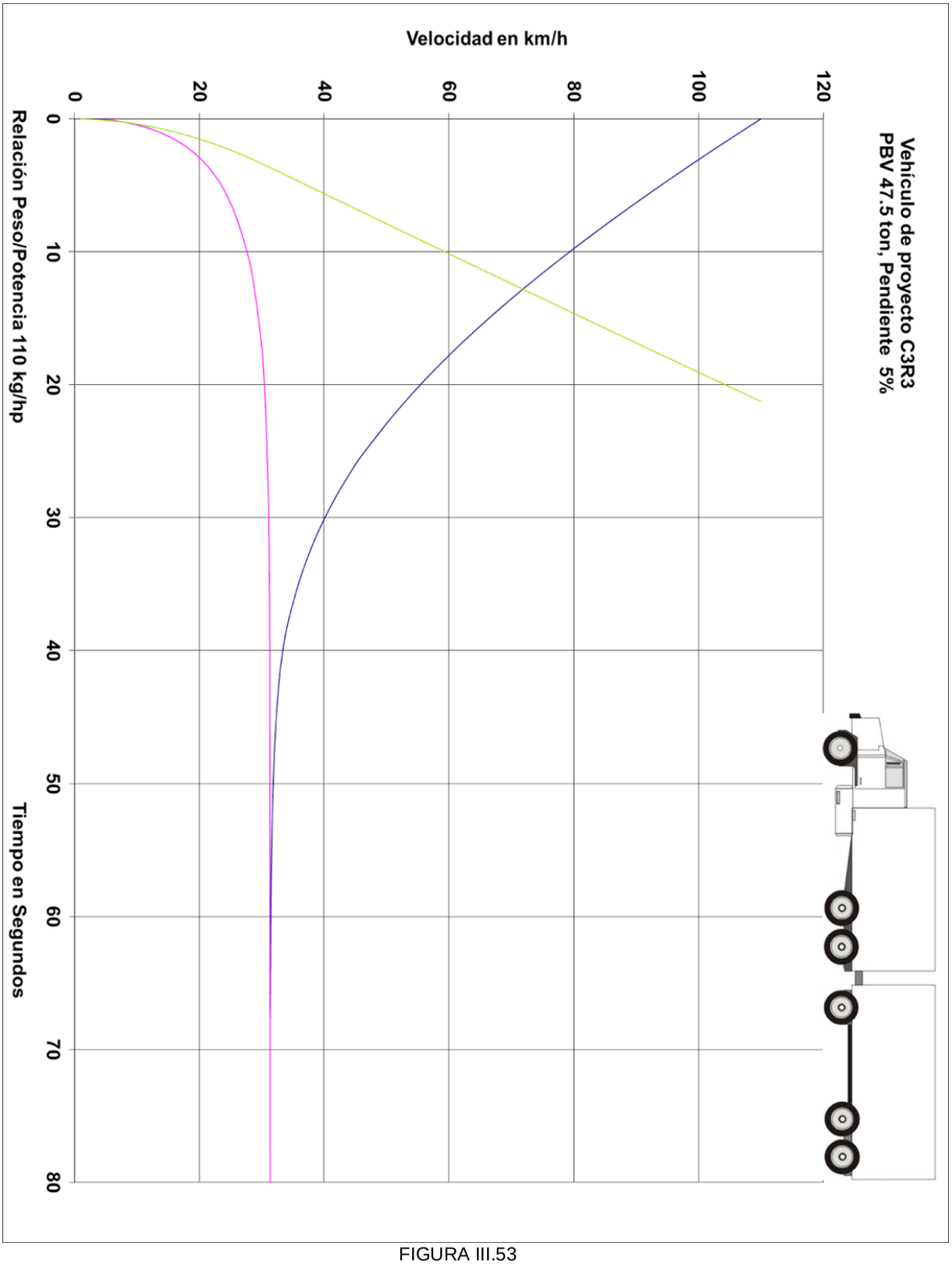


FIGURA III.53

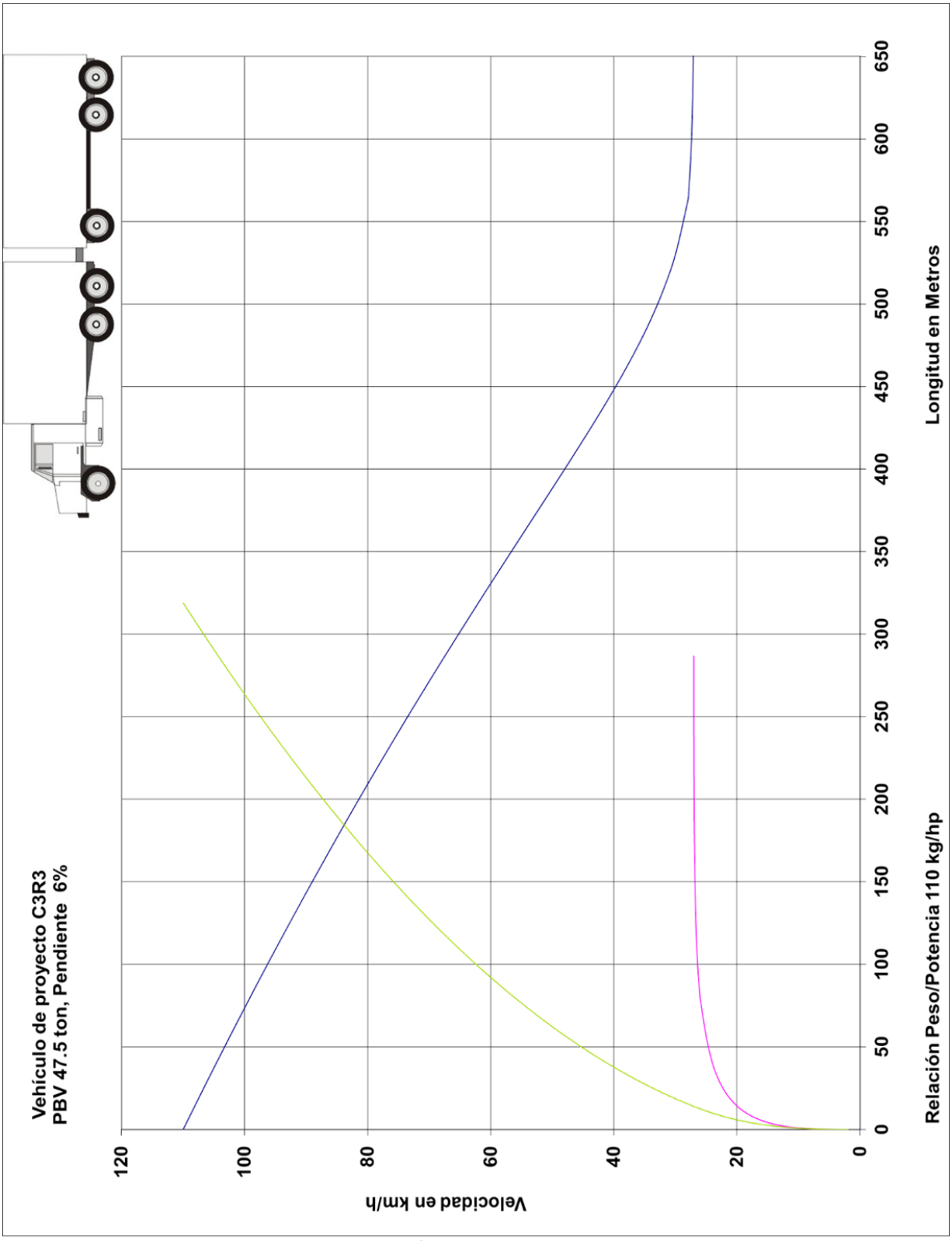


FIGURA III.54

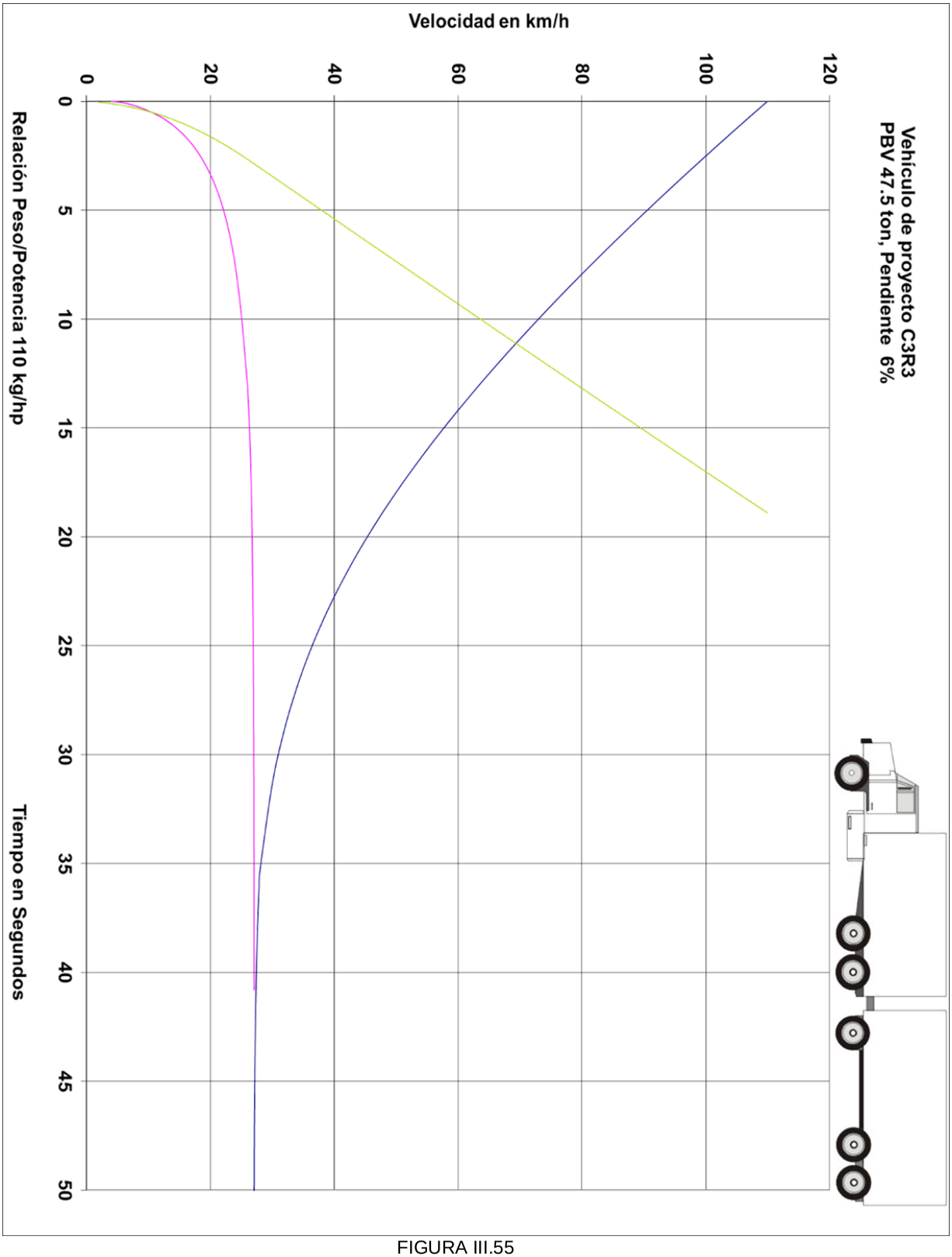


FIGURA III.55

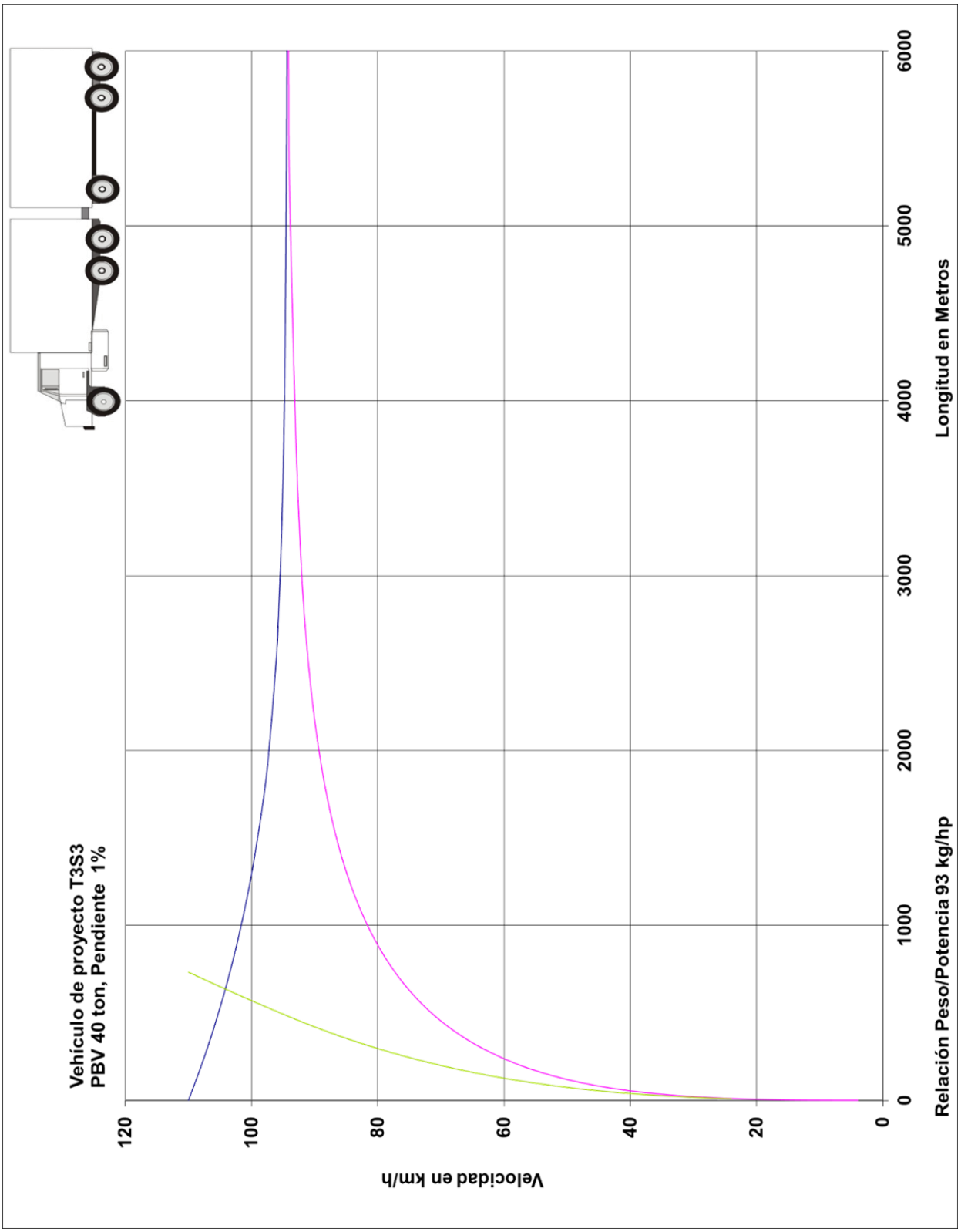


FIGURA III.56

}

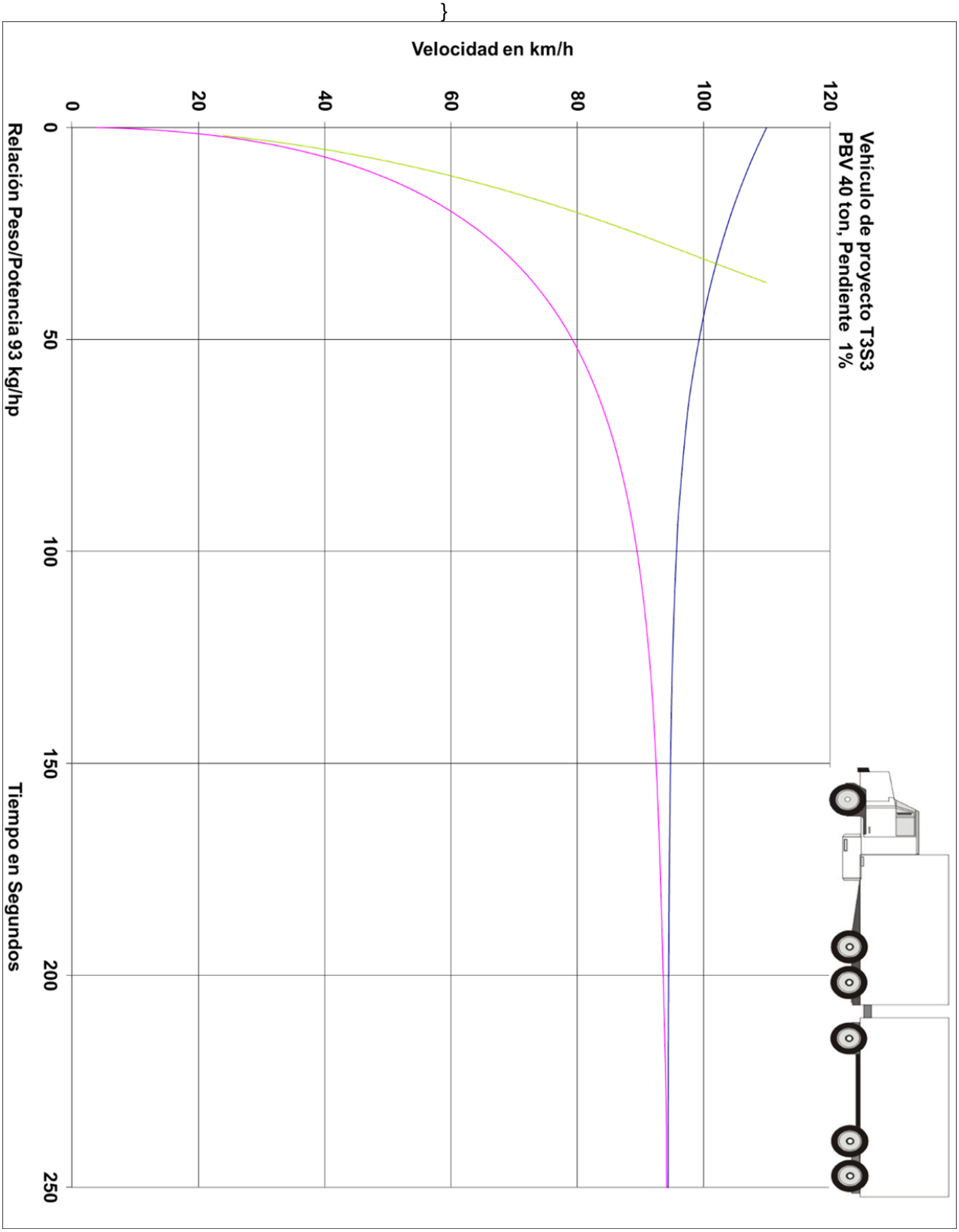


FIGURA III.57

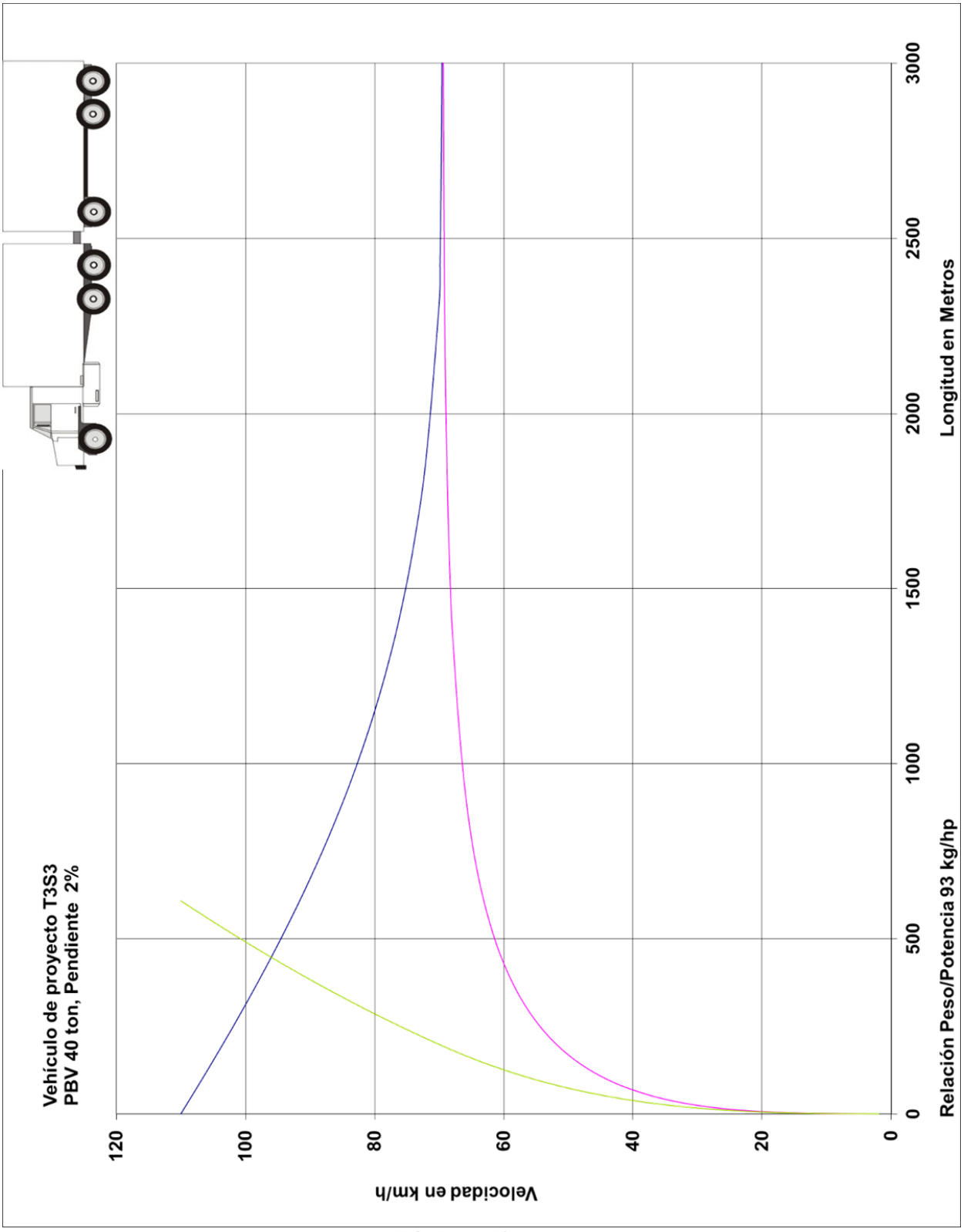


FIGURA III.58

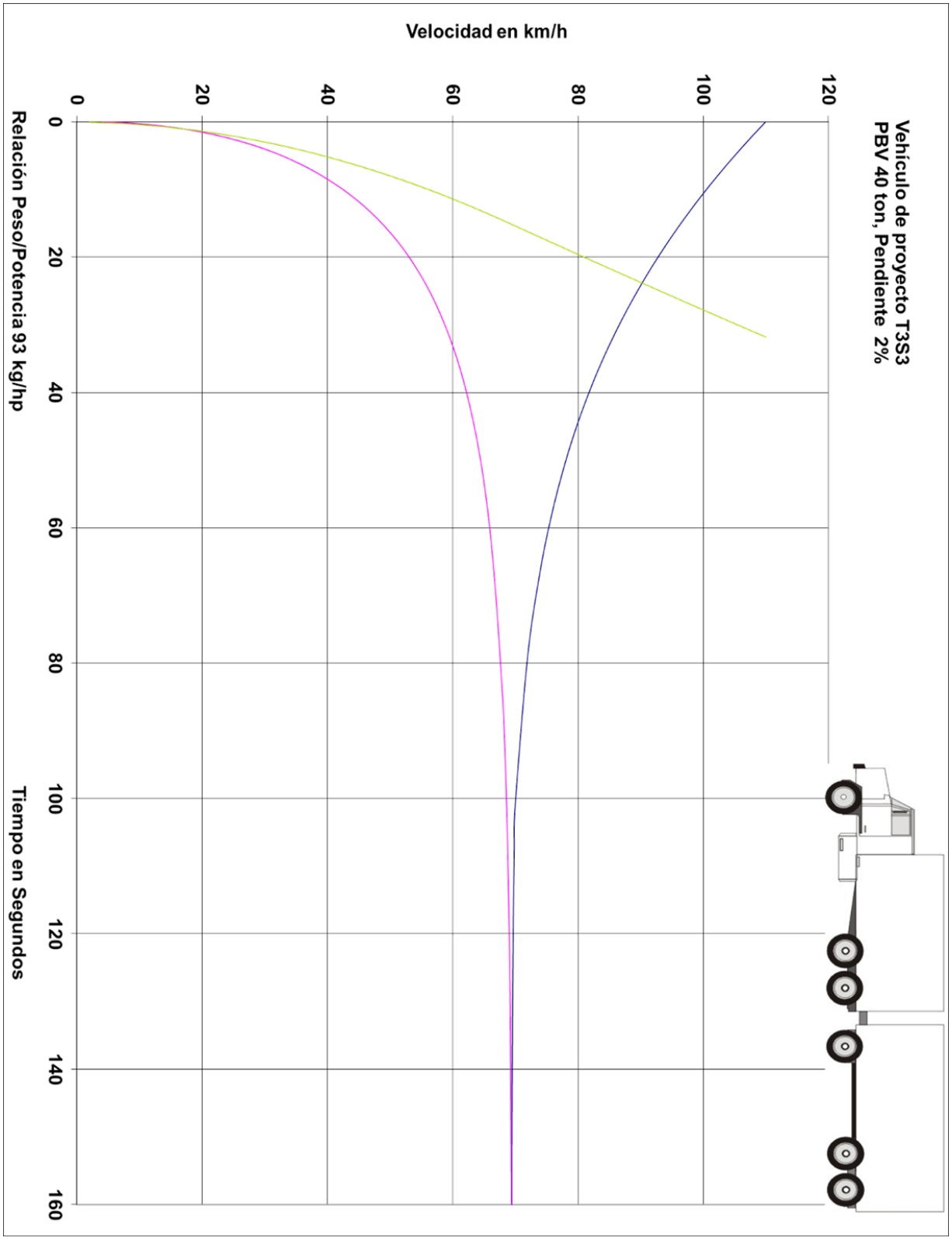


FIGURA III.59

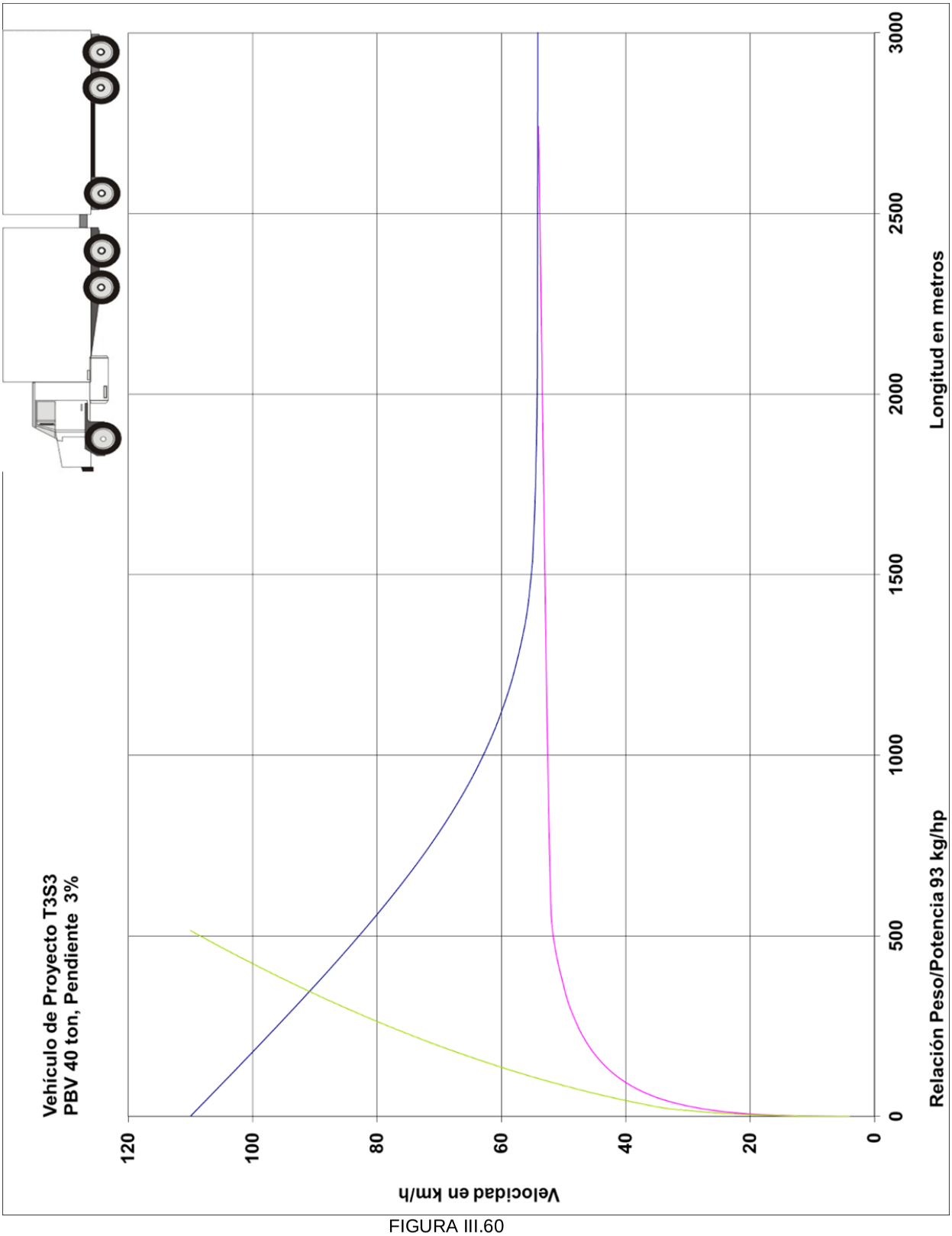


FIGURA III.60

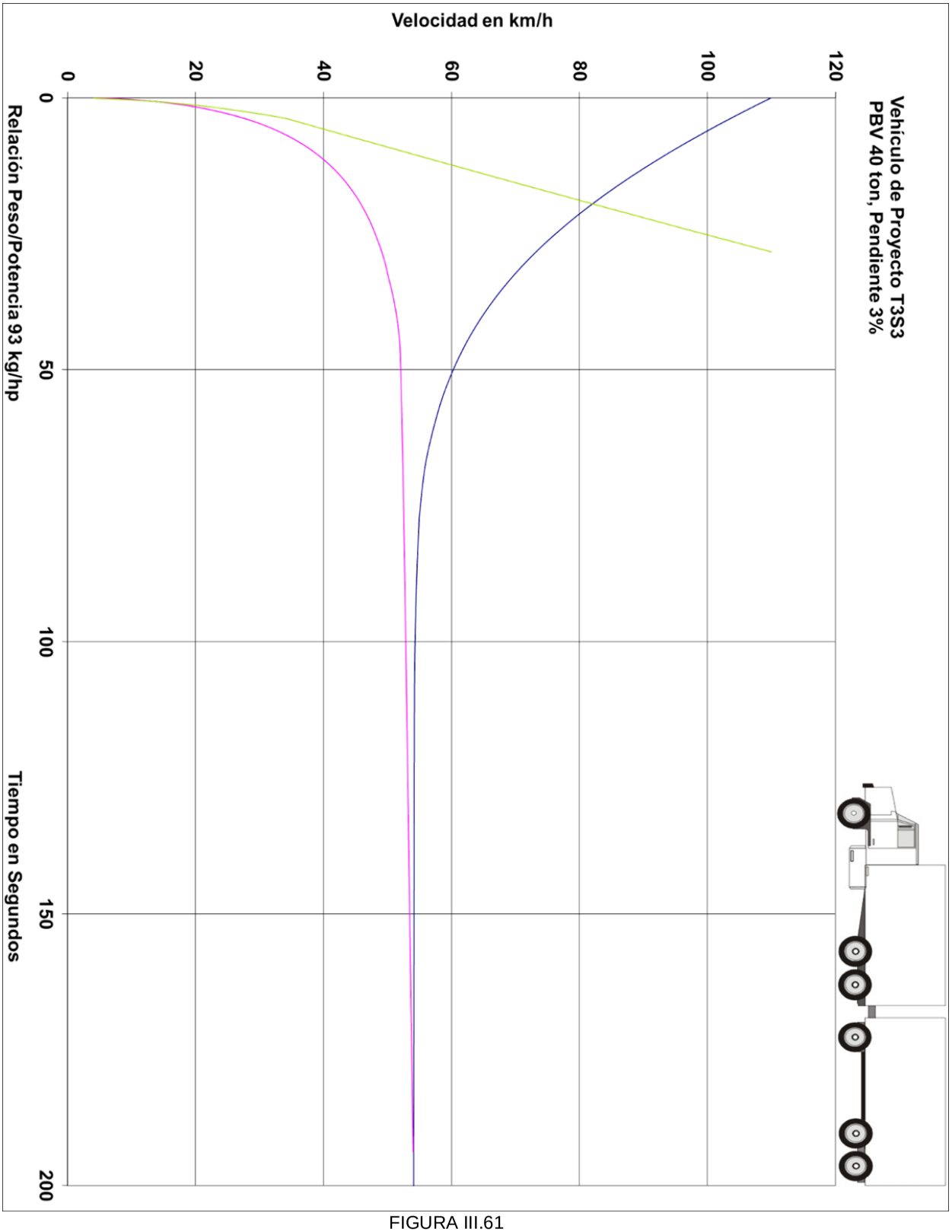


FIGURA III.61

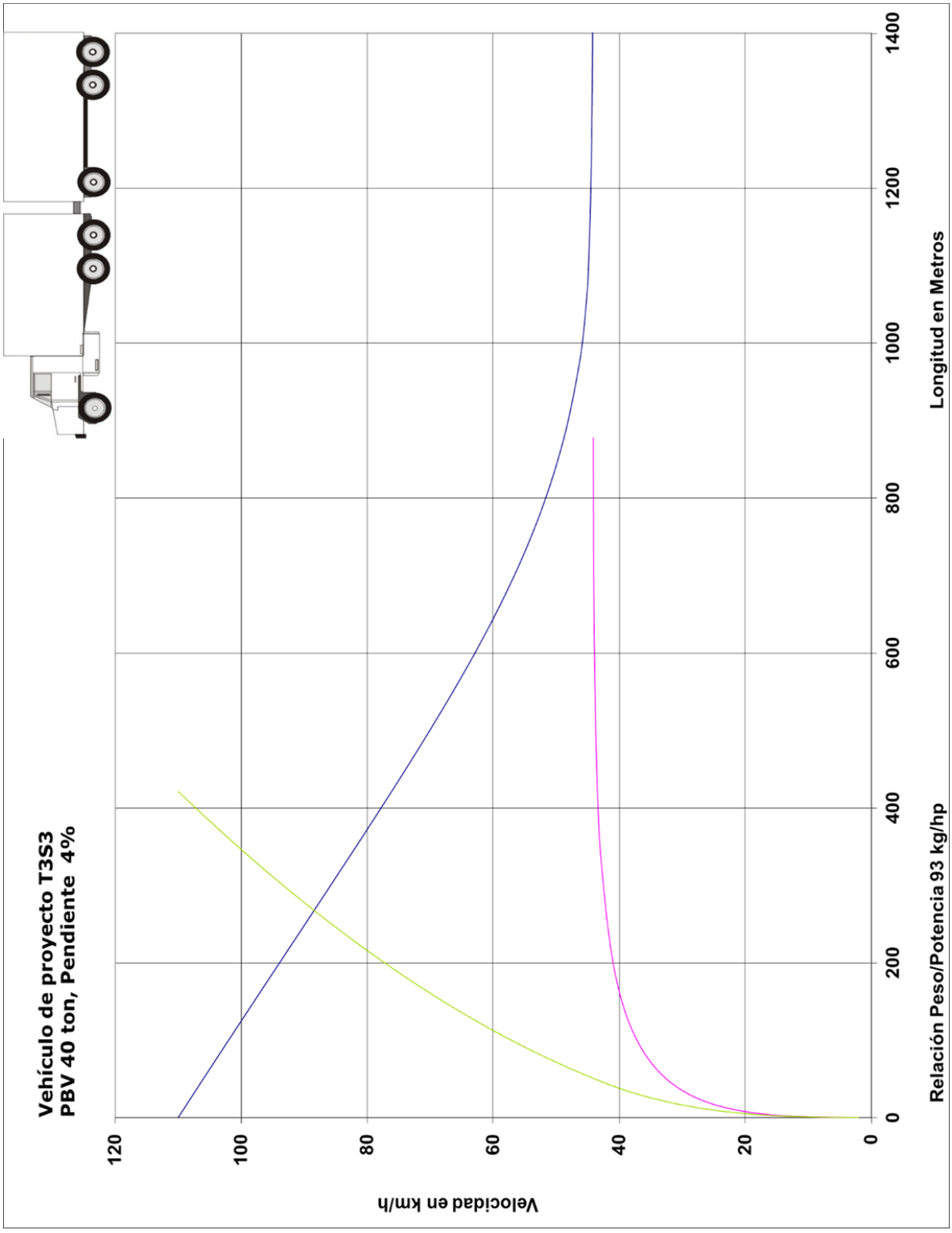


FIGURA III.62

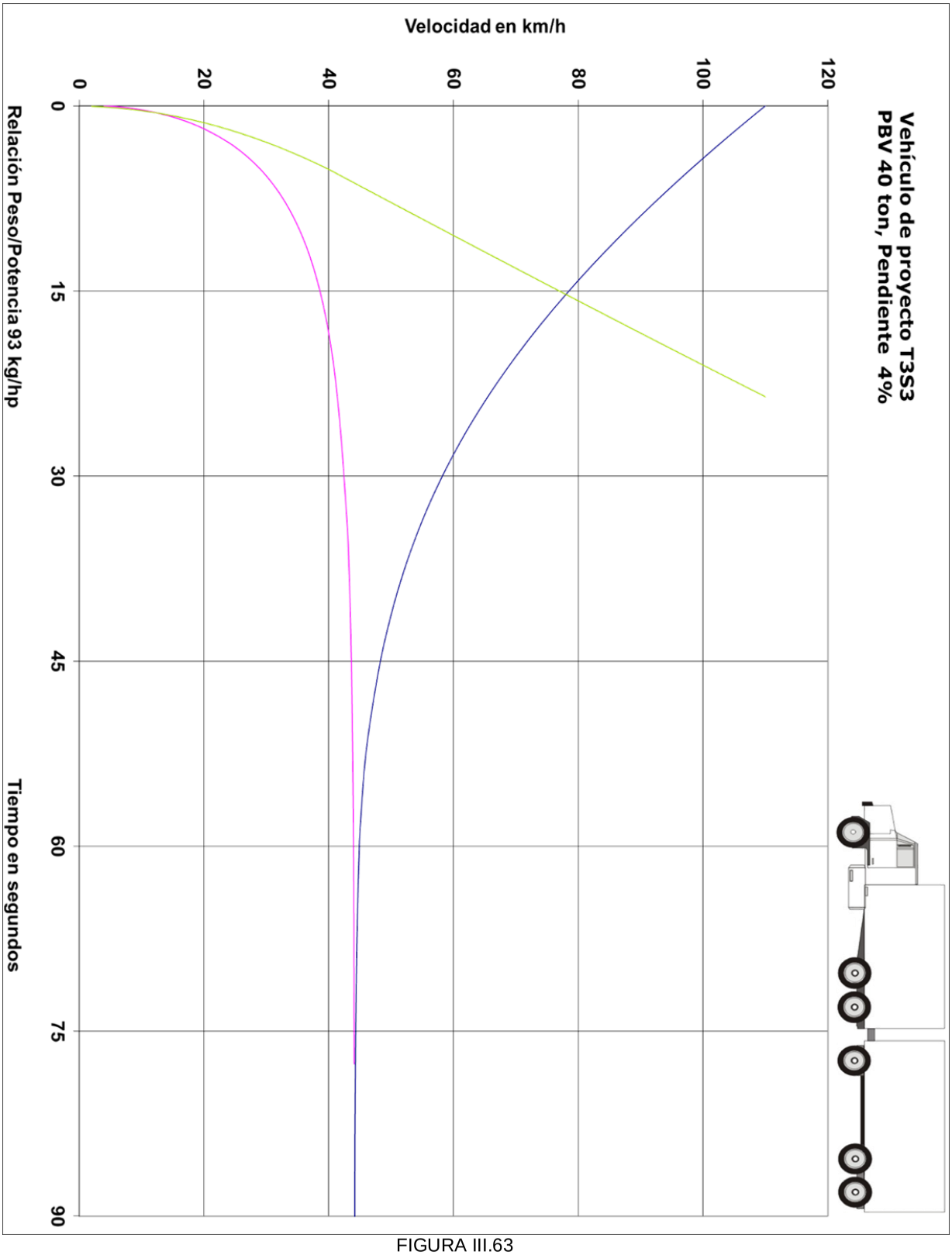


FIGURA III.63

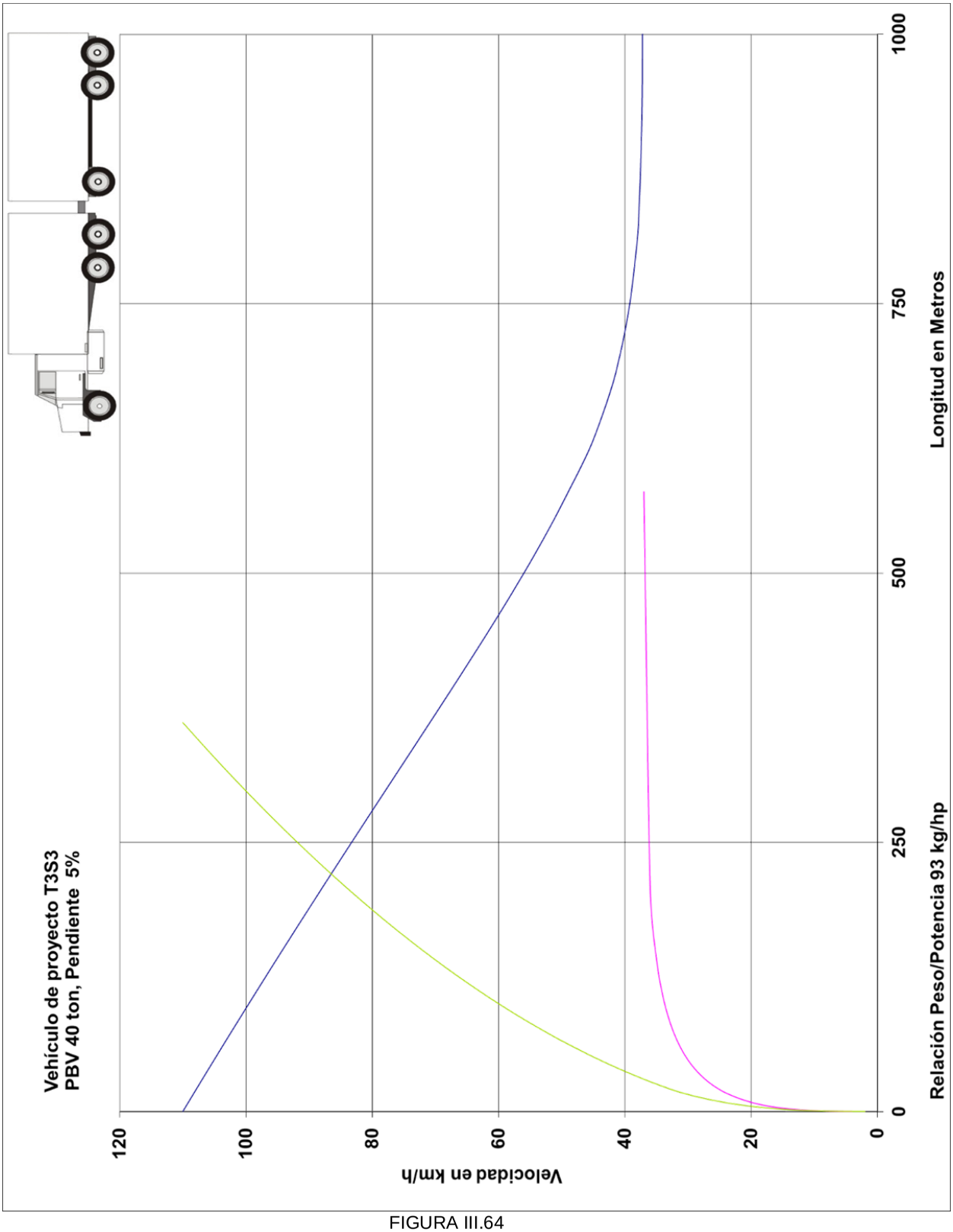


FIGURA III.64

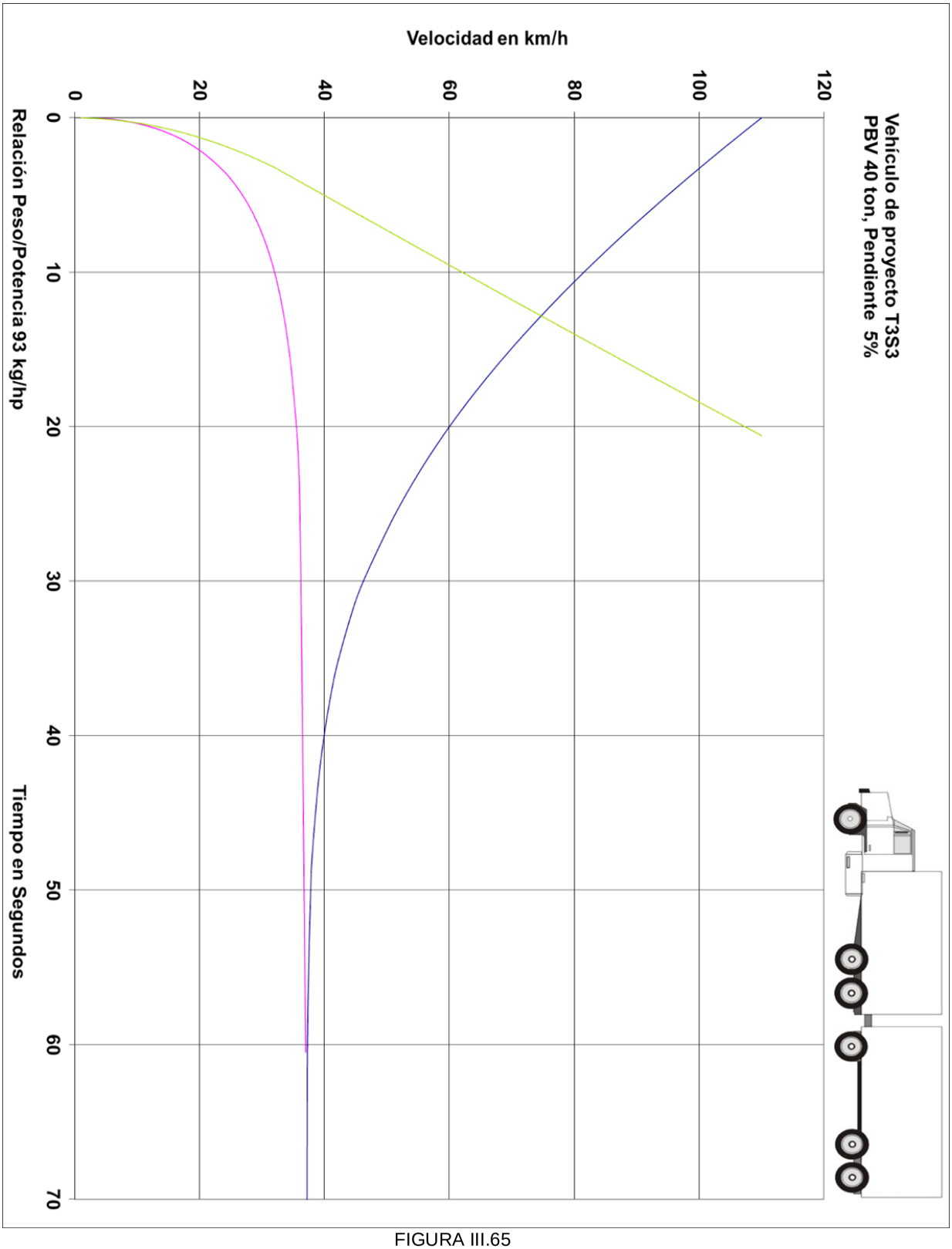


FIGURA III.65

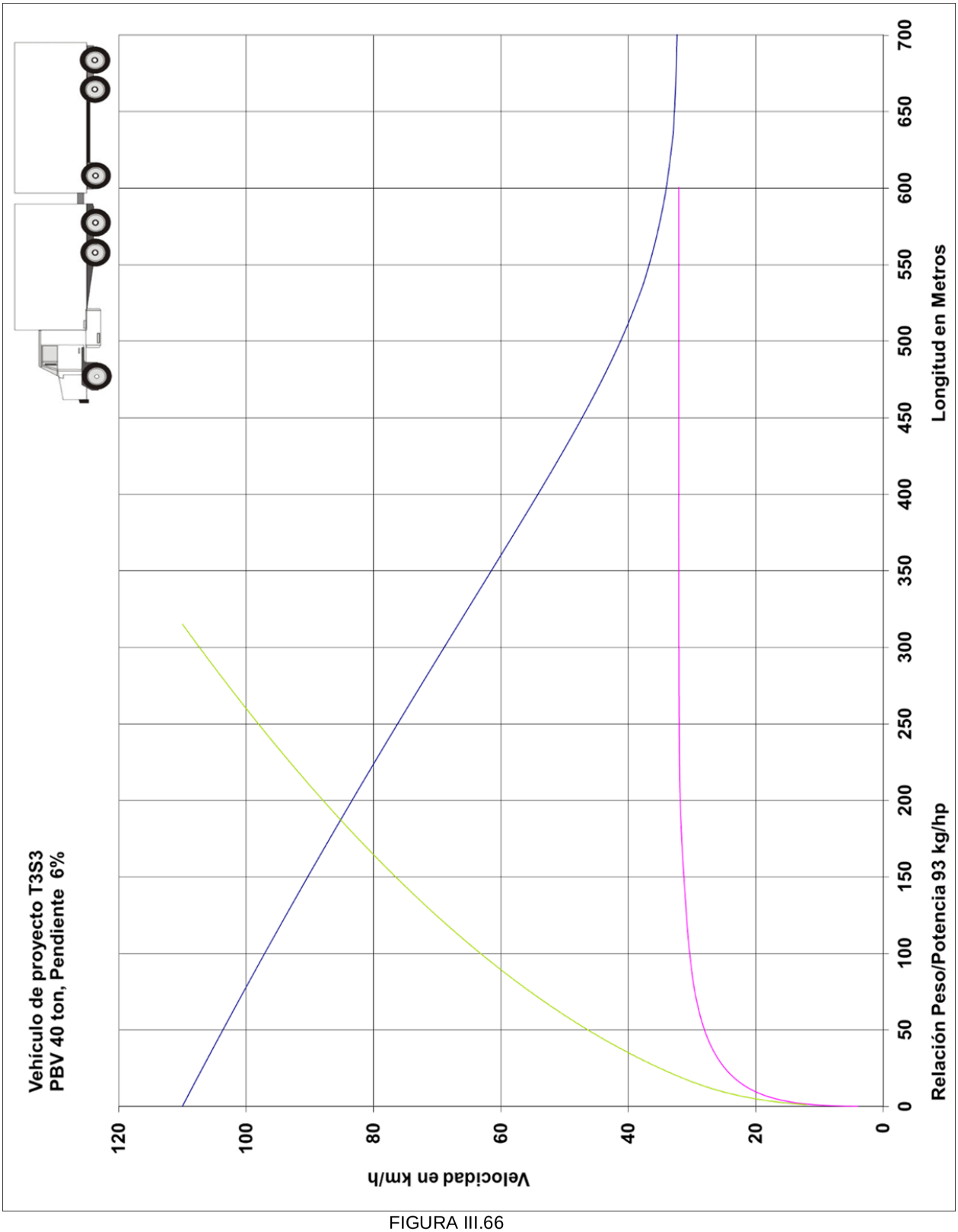


FIGURA III.66

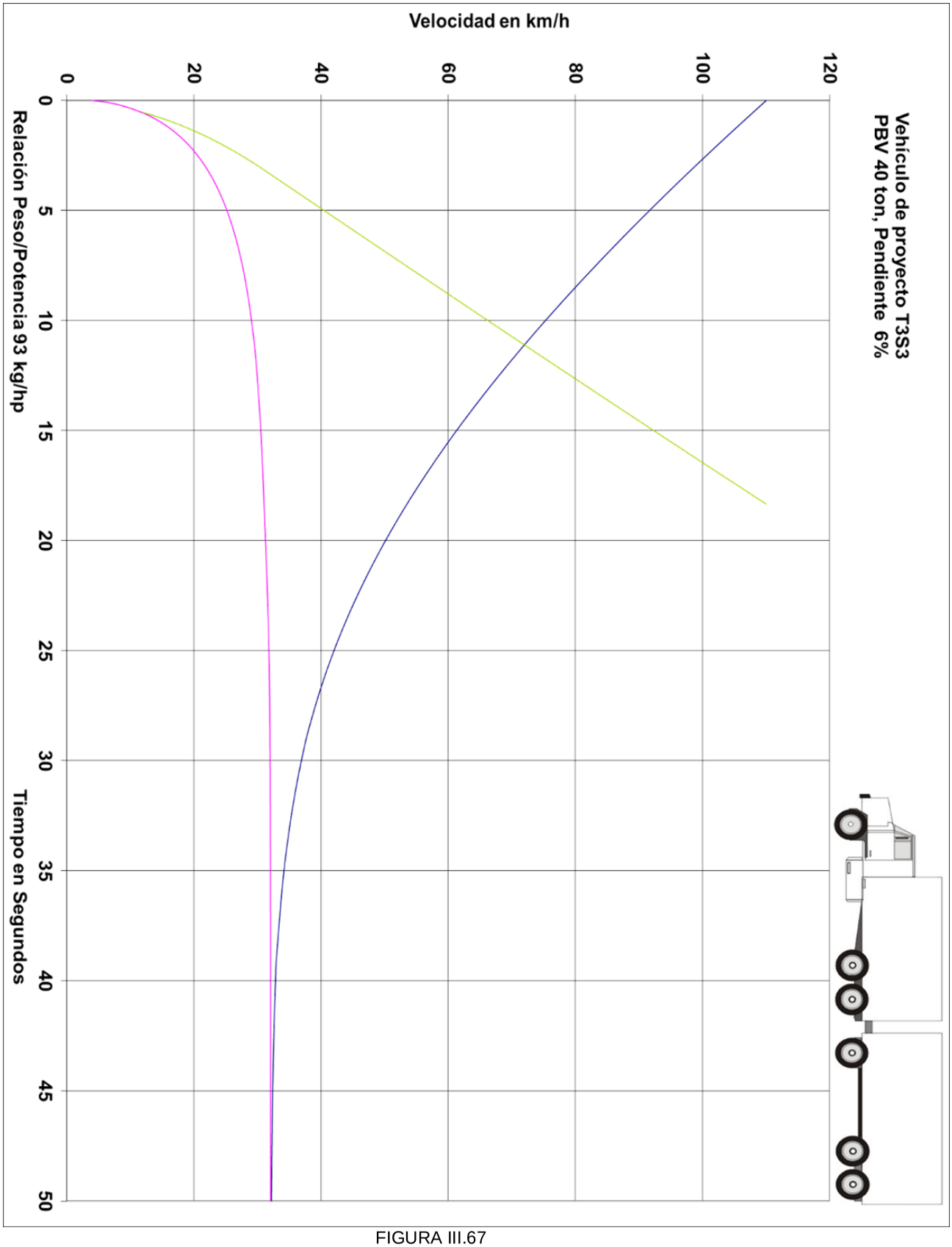


FIGURA III.67

I.4. TERRENO

La topografía del terreno recorrido afecta el alineamiento de caminos y de calles. La topografía influye en el alineamiento horizontal, pero tiene un efecto todavía más pronunciado en el alineamiento vertical. Para caracterizar las variaciones en la topografía, generalmente se divide en tres categorías de acuerdo con el terreno.

En terreno plano, las distancias de visibilidad de la carretera, que están gobernadas tanto por restricciones horizontales como verticales, son generalmente largas o se pueden hacer así sin mayores dificultades constructivas o sin grandes gastos.

En terreno lomerío, los taludes naturales constantemente emergen o desaparecen por debajo del camino, y ciertos taludes empinados ocasionales ofrecen una restricción parcial al alineamiento normal horizontal y vertical de la vía.

En terreno montañoso, los cambios longitudinales y transversales en la elevación del terreno con respecto al camino son abruptos, y frecuentemente se necesitará el banqueo y la excavación de las laderas para lograr un alineamiento horizontal y vertical aceptable.

I.4. PENDIENTES

Los caminos se diseñarán para fomentar la operación uniforme en toda su longitud, las velocidades de diseño se usan como un medio para llegar a este fin a través de la correlación de las diferentes características geométricas del camino. Se han desarrollado criterios de diseño para muchos aspectos de la carretera, pero pocas conclusiones se han alcanzado en cuanto a la relación apropiada entre las pendientes longitudinales de la vía y la velocidad de diseño.

- Características de Operación de Vehículos en Pendientes

Automóviles de pasajeros. Las costumbres de conductores de automóviles de pasajeros en pendientes varían grandemente, pero generalmente se acepta que prácticamente todos los automóviles de pasajeros pueden fácilmente negociar pendientes longitudinales hasta del 5% sin una pérdida apreciable de velocidad por debajo de la que mantienen normalmente en caminos a nivel, a excepción de vehículos con relaciones altas de peso/potencia, incluyendo algunos automóviles compactos y subcompactos.

Los estudios muestran que, en condiciones libres de congestionamiento, la operación en una pendiente ascendente de 3% tiene sólo un efecto ligero en las velocidades de los automóviles de pasajeros en comparación con operaciones en terreno plano. En pendientes más pronunciadas, las velocidades disminuyen progresivamente al aumentar la pendiente longitudinal. En bajadas, las velocidades de automóviles de pasajeros son generalmente algo más altas que en tramos a nivel, pero son las condiciones locales las que gobiernan.

Camiones. El efecto de las pendientes en la velocidad de los camiones es mucho más pronunciado que en las velocidades de los automóviles de pasajeros. La velocidad promedio de camiones en tramos a nivel de carretera se aproxima a la velocidad promedio de automóviles de pasajeros. Los camiones generalmente aumentan su velocidad hasta en un 5% en pendientes descendentes y disminuyen la velocidad hasta en un 7% o más en pendientes ascendentes, si se compara con su operación a nivel.

En pendientes ascendentes, la velocidad máxima que puede mantener un camión depende sobre todo de la longitud e inclinación de la pendiente y de la relación peso/potencia del camión, que es igual al peso bruto del vehículo dividido entre la potencia neta del motor.

El efecto de la pendiente ascendente y su longitud en la velocidad de un camión de proyecto, se muestra en las figuras de la relación peso/potencia de los vehículos de proyecto. A partir de estas figuras, se puede determinar la longitud crítica de las pendientes ascendentes, por tipo de camino.

I.5. CURVAS VERTICALES

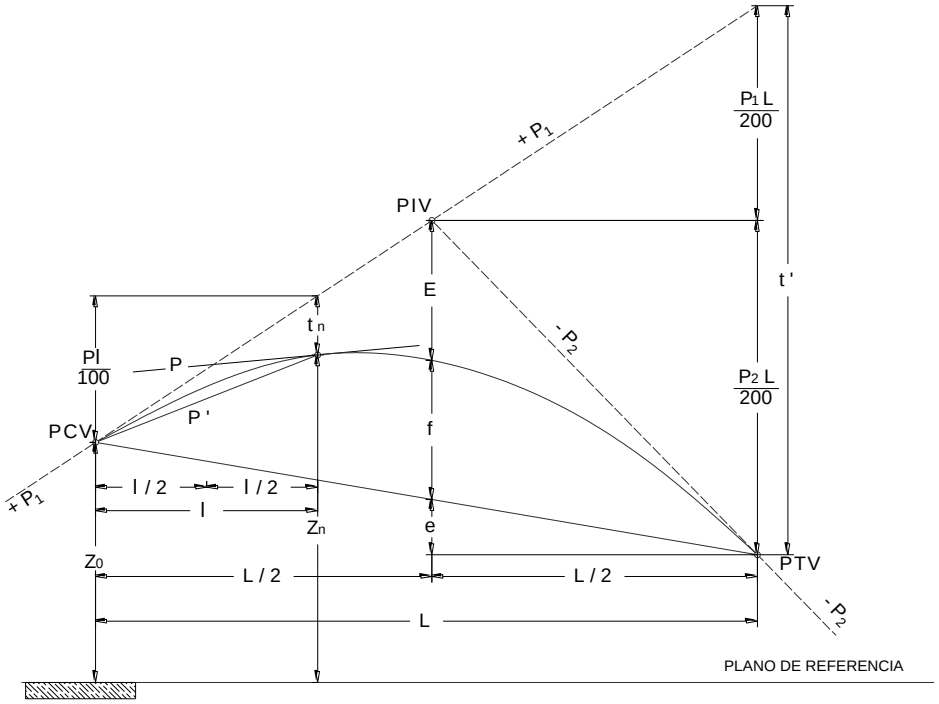
Las curvas verticales permiten cambios graduales entre las pendientes verticales que se intersectan, pueden ser del tipo cresta o del tipo columpio como las mostradas en la Figura III.68.

Las curvas verticales serán simples en su aplicación y traer como resultado un diseño que sea seguro, cómodo en su operación, agradable en su apariencia y adecuado para el drenaje. El control principal para una operación segura en curvas verticales en cresta radica en la dotación de distancias amplias de visibilidad para la velocidad de diseño; todas las curvas verticales se diseñarán para proporcionar cuando menos las distancias de visibilidad de parada, calculadas. Siempre que sea práctico, se usarán distancias de visibilidad mayores a la dvp. Además, en los puntos de decisión se contará con una distancia adicional de visibilidad.

El drenaje de vías con guarnición en curvas verticales en columpio Tipo III, necesita un diseño cuidadoso del perfil para mantener una pendiente de no menos de 0.5%, en algunos casos, del 0.3% para las orillas exteriores de la vía. Aunque no es recomendable, pendientes más planas pueden resultar adecuadas en algunas situaciones.

Por simplicidad, una curva parabólica con un eje vertical equivalente centrado con respecto al Punto Vertical de Intersección (PIV) se usa generalmente en el diseño del perfil de vías. Las desviaciones verticales con respecto a la tangente varían en función del cuadrado de la distancia horizontal a partir del extremo de la curva (Punto de tangencia). La desviación vertical con respecto a la pendiente en tangente en cualquier punto a lo largo de la curva se calcula como una proporción de la desviación vertical en el punto PIV, que es igual a $AL/800$, donde los símbolos se definen en la Figura 20. La tasa de cambio de la pendiente en puntos sucesivos sobre la curva es un valor constante para iguales incrementos de distancia horizontal, y es igual a la diferencia algebraica entre las pendientes tangentes de intersección dividida entre la longitud de la curva, en metros, o A/L en porcentaje por metro.

El recíproco L/A es la distancia horizontal en metros necesaria para alcanzar un cambio de 1% en la pendiente y es, por lo tanto, una medida de la curvatura. La relación L/A, denominada *"K"*, resulta útil para determinar la distancia horizontal entre el Punto Vertical de Curvatura (PCV) y el punto alto de las curvas Tipo I o el punto bajo de las curvas Tipo III. Este punto donde la pendiente es cero ocurre a una distancia del punto PCV igual K a veces la pendiente de llegada. El valor de K también resulta útil para determinar las longitudes mínimas de curvas verticales para varias velocidades de diseño. Más detalles acerca de curvas verticales parabólicas se pueden encontrar en libros de texto sobre ingeniería de tránsito.



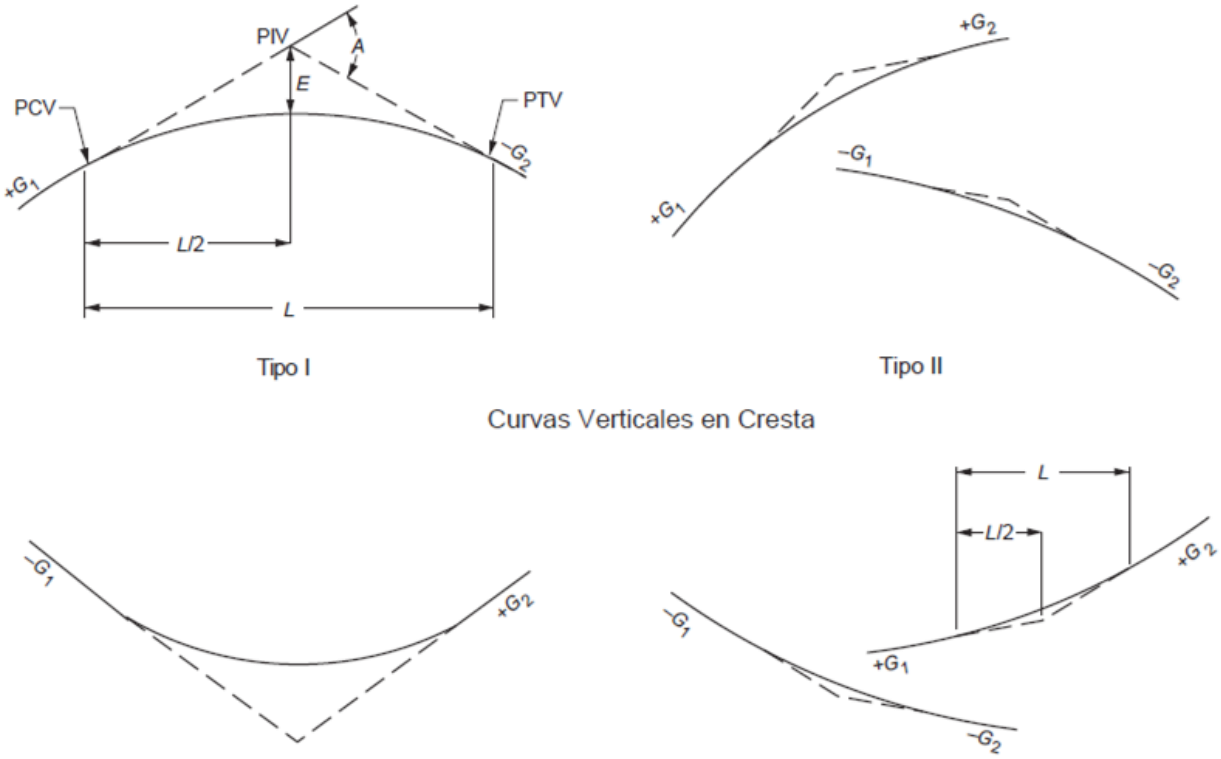
PIV – Punto de intersección de las tangentes
PCV – Punto en donde comienza la curva vertical
PTV – Punto en donde termina la curva vertical
n – Punto cualquiera sobre la curva
P_1 – Pendiente de la tangente de entrada en porciento
P_2 – Pendiente de la tangente de salida en porciento
P – Pendiente en un punto cualquiera de la curva en porciento
P' – Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera de la curva en porciento
A – Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida
L – Longitud de la curva
E – Externa
f – Flecha
l – Longitud de curva a un punto cualquiera
t – Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera
K – Variación de longitud por unidad de pendiente, K=L/A
Zo – Elevación del PCV
Zn – Elevación de un punto cualquiera

FIGURA III.68.- Elementos de la curva vertical.

I.6. CURVAS VERTICALES EN CRESTA

Las longitudes mínimas de curvas verticales en cresta basadas en criterios de distancia de visibilidad son generalmente satisfactorias desde el punto de vista de seguridad, comodidad y apariencia. Una excepción puede darse en las áreas de decisión, como es el caso de la distancia de visibilidad a las cuchillas de salida de la rampa, donde mayores longitudes pueden ser necesarias; para más información, refiérase a la sección de este capítulo relacionada con la distancia de visibilidad de decisión.

En la Figura III.69 se muestran los parámetros usados en la determinación de la longitud de una curva vertical parabólica en cresta que es necesaria para proporcionar cualquier valor especificado de la distancia de visibilidad. Las ecuaciones básicas para la longitud de la curva vertical en cresta en función de la diferencia algebraica en pendiente y en distancia de visibilidad son las siguientes:



G_1 y G_2 = Pendiente de la Tangente en porcentaje
A = Diferencia Algebraica de las Pendientes
L = Longitud de la Curva Vertical

FIGURA III.69.- Tipos de Curvas Verticales

Para el cálculo de la longitud de las curvas verticales en cresta y en columpio, se considerará, que, en toda la curva, la distancia de visibilidad sea mayor o igual que la de parada, para que opere con seguridad; así mismo, se considerarán otros aspectos que son los relacionados con el confort, la apariencia y el drenaje, con lo cual se determina la longitud de las curvas verticales.

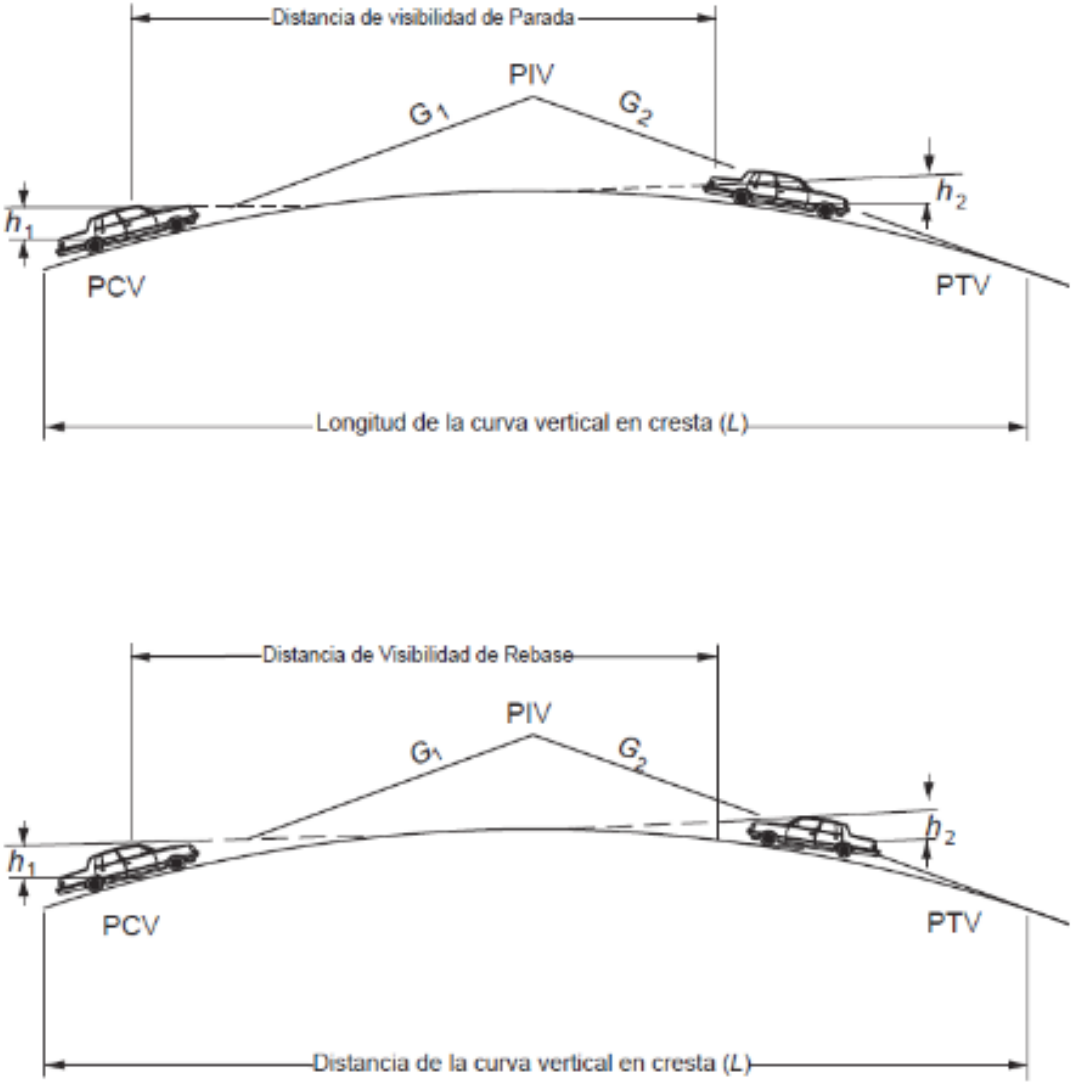


FIGURA III.70.- Parámetros a considerar en la determinación de la longitud de una curva vertical en cresta, para proporcionar la Distancia de Visibilidad de parada

Para proyecto, se considera que la altura del ojo del conductor es de 1.08 m y la del objeto de 0.60 m, quedando las fórmulas de la siguiente manera:

Cuando la distancia de visibilidad de parada es menor que la longitud de la curva ($dvp < L$).

$$L = \frac{A * dvp^2}{658}$$

Cuando la distancia de visibilidad de parada es mayor que la longitud de la curva ($dvp > L$).

$$L = 2\,dvp - \frac{658}{A}$$

Donde:

L = Longitud de la curva vertical, en m;

dvp = Distancia de visibilidad de parada, en m;

A = Diferencia algebraica de pendientes, en porcentaje

En algunos casos, el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales con la distancia de visibilidad de rebase, utilizando las siguientes expresiones:

Cuando la distancia de visibilidad de rebase es menor que la longitud de la curva.

$$L = \frac{A * dvp^2}{864}$$

Cuando la distancia de visibilidad de rebase es mayor que la longitud de la curva.

$$L = 2\,dvp - \frac{864}{A}$$

I.7. CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO

Cuando menos cuatro distintos criterios para la determinación de longitudes de curvas verticales en columpio se reconocen hasta un cierto grado. Estos son: distancia de visibilidad de los faros, comodidad del pasajero, control de drenaje, y apariencia general.

La distancia de visibilidad de los faros ha sido usada directamente por algunos organismos y en general es la base para determinar la longitud de curvas verticales en columpio que aquí se recomienda. Cuando un vehículo circula por una curva vertical en columpio en la noche, el tramo de la carretera iluminado al frente dependerá de la posición de los faros y de la dirección del haz de luz. Una altura de faros de 600 mm y una divergencia hacia arriba de un grado del haz de luz con respecto al eje longitudinal del vehículo son valores comúnmente considerados. La dispersión hacia arriba del haz de luz por encima del ángulo de divergencia de un grado proporciona una longitud adicional de visibilidad de la vía, pero generalmente no se toma en cuenta en el diseño. En las siguientes ecuaciones se muestran las relaciones entre S, L y A, usando S como la distancia entre el vehículo y un punto donde el ángulo ascendente de un grado del haz de luz interseca la superficie de la calzada:

Cuando S es menor que L,

$$L = \frac{AS^2}{120 + 3.5 * S}$$

Cuando S es mayor que L,

$$L = 2S - \frac{120 + 3.5S}{A}$$

Donde:

L = Longitud de la curva vertical en columpio, en m;

S = *dvp*, Alcance del haz de luz, en m;

A = Diferencia algebraica de pendientes, en porcentaje.

En cuanto a la seguridad global de las carreteras, una curva vertical en columpio tendrá una longitud suficiente para que el alcance del haz de luz sea prácticamente la misma que la distancia de visibilidad de parada. Por lo tanto, resulta adecuado usar las distancias de visibilidad de parada correspondientes a diferentes velocidades de diseño como el valor de *S* en las ecuaciones anteriores. Las longitudes resultantes de las curvas en columpio para las distancias recomendadas de visibilidad para detenerse correspondientes a cada velocidad de diseño se muestran en la Figura III.71, con líneas llenas usando valores redondeados de *K* igual que se hizo para las curvas verticales en cresta.

El efecto de la comodidad del pasajero derivado del cambio en la dirección vertical es mayor en curvas verticales en columpio que en las de cresta debido a que las fuerzas gravitacionales y las centrípetas actúan en direcciones opuestas, en lugar de hacerlo en la misma dirección. La comodidad debida al cambio en la dirección vertical no se puede medir fácilmente porque está afectada apreciablemente por la suspensión de la carrocería del vehículo, el peso de la carrocería del vehículo, la flexibilidad de las llantas y otros factores. Intentos limitados para efectuar esas mediciones han dado lugar a la conclusión de que el manejo es cómodo en curvas verticales en columpio cuando la aceleración centrípeta no sobrepasa de $0.3\ m/s^2$. La expresión general para representar ese criterio es la siguiente:

$$L = \frac{A * V^2}{395}$$

Donde:

L = Longitud de la curva vertical en columpio, en m;

A = Diferencia algebraica de pendientes, en porcentaje;

V = Velocidad de diseño, en km/h.

La longitud de la curva vertical necesaria para satisfacer este factor de comodidad, para las diferentes velocidades de diseño, es de únicamente un 50% de la necesaria para satisfacer el criterio de distancia de visibilidad para los faros en el caso del rango normal de las condiciones de diseño.

El drenaje afecta al diseño de las curvas verticales del Tipo III cuando se usan secciones con guarnición. Un criterio aproximado para curvas verticales en columpio es el mismo que el establecido para las condiciones en cresta (es decir, una pendiente mínima de 0.30% se colocará dentro de una distancia de 15 m del punto de nivel. Este criterio corresponde a un valor de K de 51 m por cada unidad porcentual de cambio de pendiente y se ha dibujado en la Figura III.71, como el drenaje máximo. El criterio de drenaje difiere de los otros criterios en cuanto a que la longitud de la curva vertical en columpio determinado para ese criterio es un máximo, mientras que

la longitud para cualquier otro criterio es un mínimo. La longitud máxima del criterio de drenaje es mayor que la longitud mínima para otros criterios hasta una velocidad de 100 km/h.

En cuanto a la apariencia general de curvas verticales en columpio, se ha usado con anterioridad un método práctico para una longitud mínima de curva igual a *30 A* o, como se indica en la Figura III.71, *K = 30*. Esta aproximación es un control generalizado para valores pequeños o intermedios de *A* Si se compara con la distancia de visibilidad de los faros, corresponde a una velocidad de diseño de aproximadamente 80 km/h. En carreteras de altas especificaciones, curvas más largas son idóneas para mejorar la apariencia.

Como resultado de la discusión anterior, es evidente que los controles de diseño para curvas verticales en columpio difieren con respecto a las de curvas en cresta y van a ser necesarios valores de diseño separados. La distancia de visibilidad de los faros parece ser el criterio más lógico para uso generalizado, y los valores determinados para las distancias de visibilidad para detenerse caen dentro de los límites reconocidos en la práctica actual.

Se recomienda la aplicación de este criterio para establecer valores de diseño dentro de un rango de longitudes de curvas verticales en columpio.

Al igual que en el caso de curvas verticales en cresta, es conveniente expresar el control de diseño en términos de la tasa *K* para todos los valores de *A*. Esto implica cierta desviación con respecto a los valores calculados de *K* para valores pequeños de *A*, pero las diferencias no son significativas. Las longitudes de curvas verticales en columpio calculadas con base en los valores de la velocidad de diseño de *K* se muestran en línea continua en la Figura III.71. Se enfatizará que estas longitudes son valores mínimos basados en la velocidad de diseño; donde sea práctico, es recomendable tener curvas más largas, pero se prestará atención especial al drenaje donde se usen valores de *K* mayores de 51.

TABLA III.9 Controles de diseño para distancias de visibilidad de parada y para curvas en cresta y en columpio

Velocidad de proyecto, en km/h	Distancia de visibilidad de parada, en m	Parámetro de la curva Vertical Ka	
		Calculado	Para diseño
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11	11
70	105	16.8	17
80	130	25.7	26
90	160	38.9	39
100	185	52	52
110	220	73.6	74

[a] El parámetro de la curva vertical, K, es la longitud de curva por la diferencia algebraica de las pendientes que se interceptan (A). K = L/A

TABLA III.10.- Controles de diseño para curvas verticales en cresta basadas en la distancia de visibilidad de rebase

Velocidad de proyecto, en km/h	Distancia de visibilidad de parada, en m	Parámetro de la curva Vertical Ka	
		Calculado	Para diseño
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11.0	11
70	105	16.8	17
80	130	25.7	26
90	160	38.9	39
100	185	52.0	52
110	220	73.6	74

[a] El parámetro de la curva vertical, K, es la longitud de curva por la diferencia algebraica de las pendientes que se interceptan (A). K = L/A

Velocidad de proyecto, en km/h	Distancia de visibilidad de rebase, en m	Parámetro de la curva Vertical Ka para diseño
30	200	46
40	270	84
50	345	138
60	410	195
70	485	272
80	540	338
90	615	438
100	670	520
110	730	617

[a] El parámetro de la curva vertical, K, es la longitud de curva por la diferencia algebraica de las pendientes que se interceptan (A). K = L/A

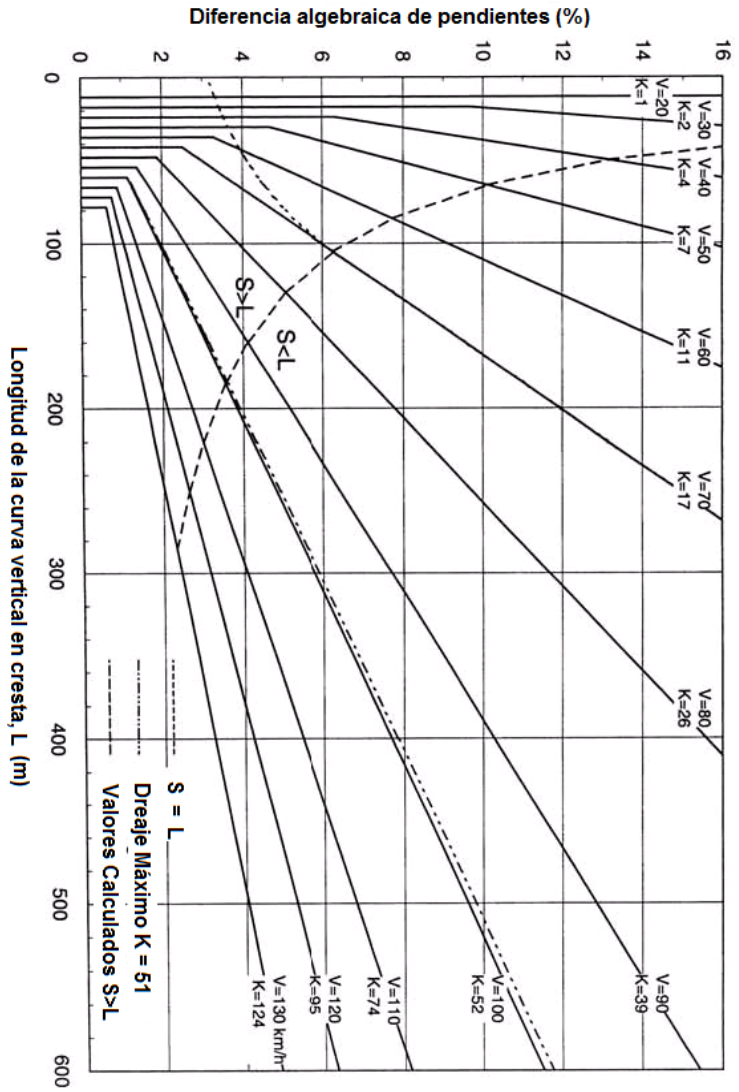
TABLA III.11.- Controles de diseño para curvas verticales en columpio, para distancias de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto, en km/h	Distancia de visibilidad de parada, en m	Parámetro de la curva Vertical Ka	
		Calculado	Para diseño
20	20	2.1	3
30	35	5.1	6
40	50	8.5	9
50	65	12.2	13
60	85	17.3	18
70	105	22.6	23
80	130	29.4	30
90	160	37.6	38
100	185	44.6	45
110	220	54.4	55

[a] El parámetro de la curva vertical, K, es la longitud de curva por la diferencia algebraica de las pendientes que se interceptan (A). K = L/A

Las longitudes mínimas de curvas verticales para pendientes planas también se reconocen para condiciones en columpio. Los valores determinados para condiciones en cresta parecen ser generalmente adecuados para curvas en que se muestran como líneas verticales en la Figura III.71, son iguales a 0.6 veces la velocidad de diseño en km/h.

Las curvas verticales en columpio más cortas que las longitudes calculadas a partir de la Tabla III.11, se pueden justificar por razones económicas en casos donde una particularidad existente, como puede ser una estructura que no esté lista para reemplazarse, controle el perfil vertical. En ciertos casos, las rampas también se pueden diseñar con curvas verticales en columpio más cortas. En tales casos, es recomendable una iluminación de una fuente fija. Para el diseño de calles, algunos ingenieros aceptan el diseño de una curva en columpio o en cresta donde A es del orden de 1% o menor sin una longitud de curva vertical calculada. Sin embargo, las modificaciones de campo durante la construcción generalmente resultan en la colocación del equivalente a una curva vertical, incluso si es corta.



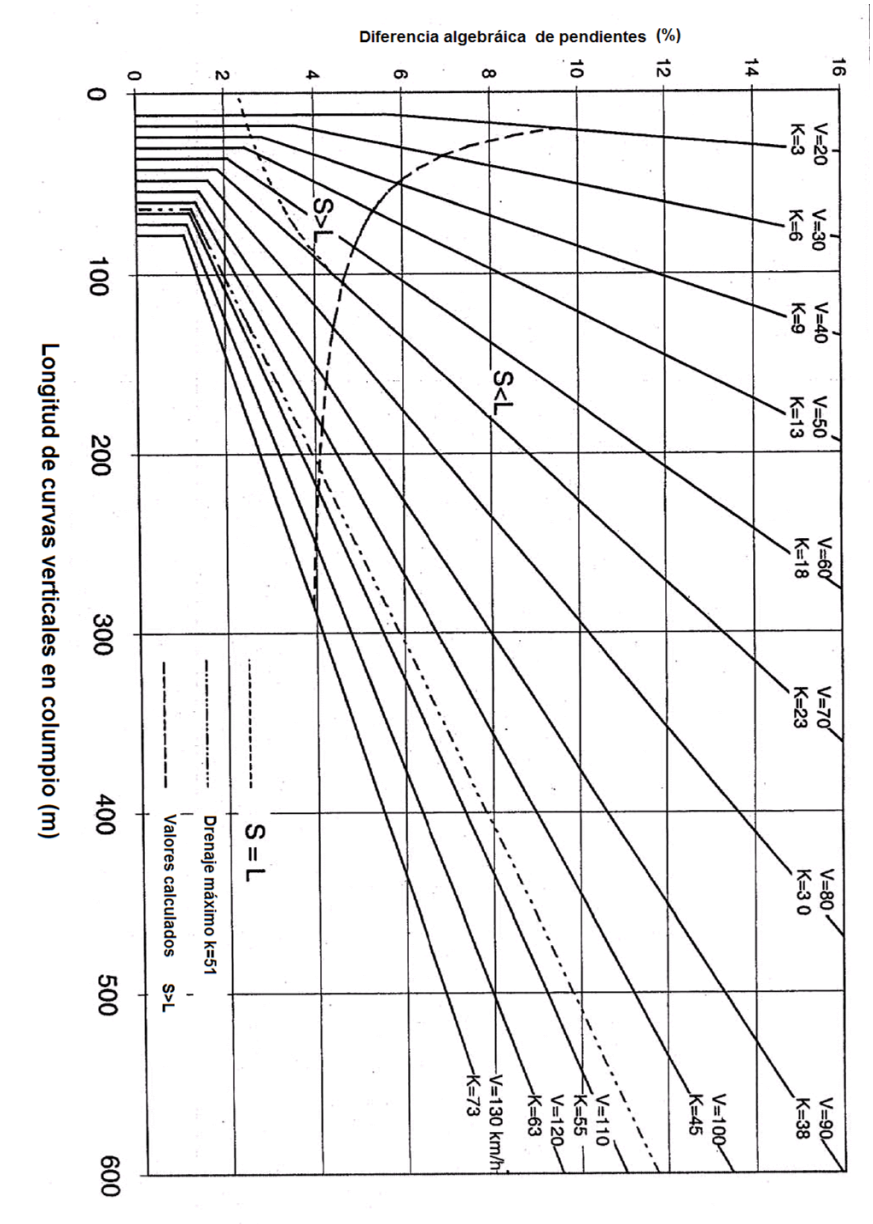


FIGURA III.71.- Valores de Diseño para Curvas Verticales en Cresta y Columpio, en condiciones de camino abierto

- Distancia de Visibilidad en Cruces Inferiores

El alcance visual en una carretera a través de una separación a desnivel será cuando menos tan larga como la distancia mínima de visibilidad para detenerse y de preferencia más larga.

El diseño del alineamiento vertical es el mismo que para cualquier otro punto en la carretera a excepción de algunos casos de curvas verticales en columpio por debajo de una estructura como la mostrada en la Figura III.72.

Aunque este problema no es frecuente, la fachada de la estructura puede interrumpir la línea de visibilidad y limitar el alcance visual a menos de lo que podría obtenerse. Resulta práctico en general proporcionar la longitud mínima de curva vertical en columpio antes mencionada en estructuras de separación a desnivel, e incluso donde se excedan las pendientes recomendadas el alcance visual no se necesita reducir por debajo de los valores mínimos recomendados para la distancia de visibilidad de parada.

Para algunas condiciones, el diseñador puede optar por verificar el alcance visual disponible en un cruce a desnivel, como puede ser el caso de un cruce a desnivel de dos carriles sin rampas donde podría ser recomendable proporcionar una distancia de visibilidad para rebasar. Esas revisiones es mejor hacerlas gráficamente en el perfil, pero se pueden efectuar mediante cálculos.

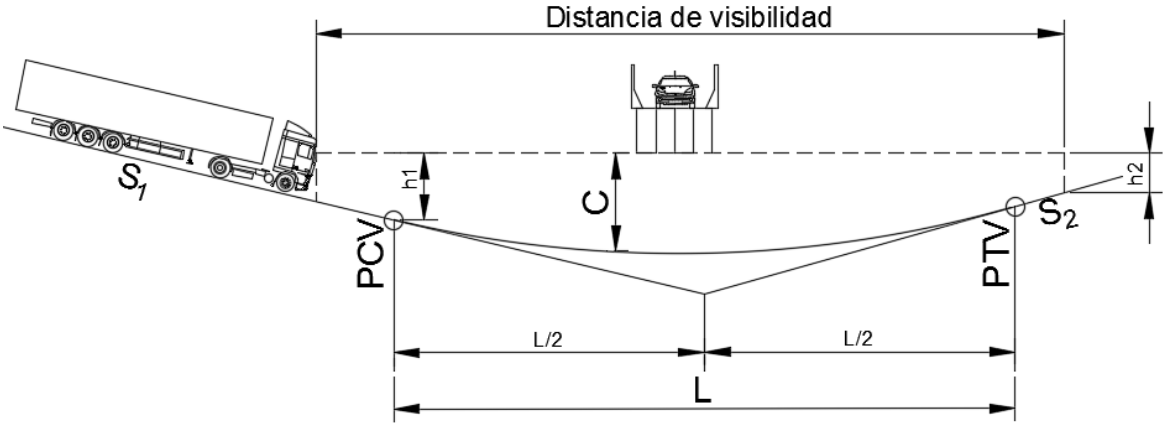
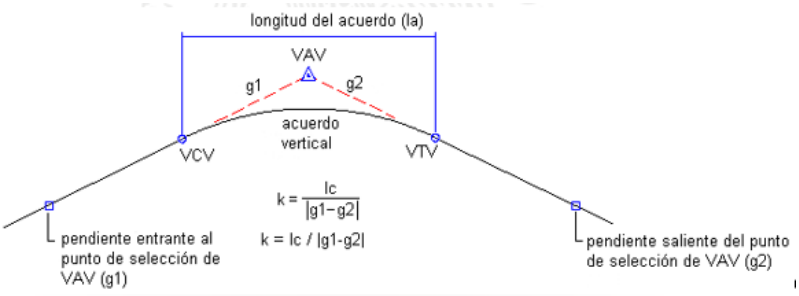
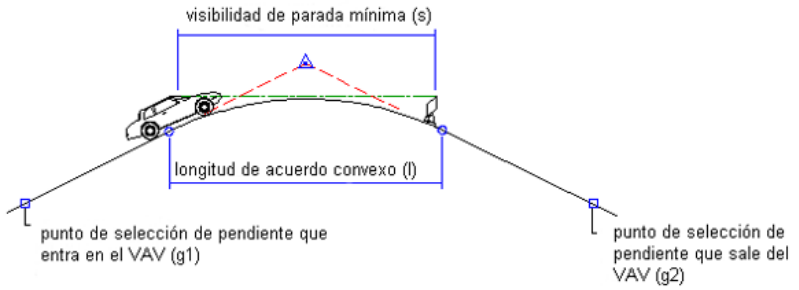
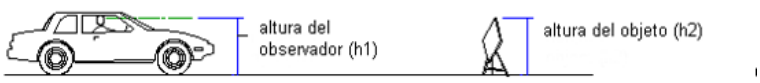
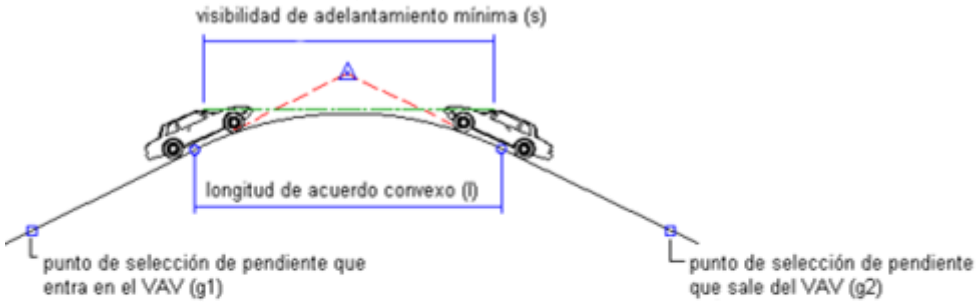


FIGURA III.72.- Distancia de Visibilidad en Cruces a Desnivel





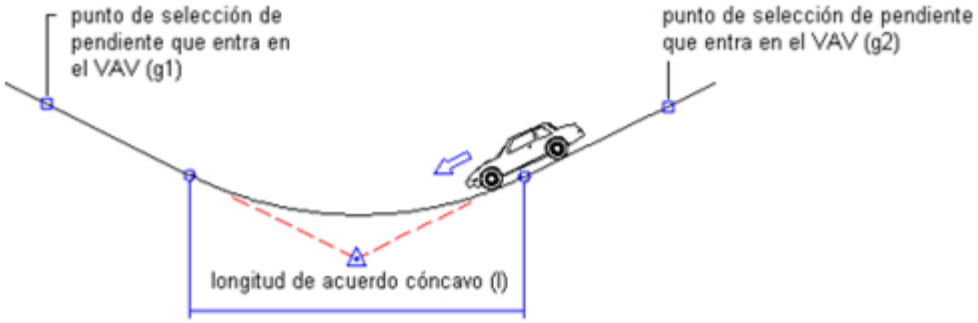



visibilidad de adelantamiento mínima (s)
longitud de acuerdo convexo (l)
punto de selección de pendiente que entra en el VAV (g1)
punto de selección de pendiente que sale del VAV (g2)


altura del observador (h1)
altura del objeto (h2)


punto de selección de pendiente que entra en el VAV (g1)
distancia de vista de iluminación mínima (s)
punto de selección de pendiente que sale del VAV (g2)
longitud de acuerdo cóncavo (l)


ángulo de iluminación máximo (a)
altura de iluminación sobre el pavimento (hh)


punto de selección de pendiente que entra en el VAV (g1)
punto de selección de pendiente que entra en el VAV (g2)
longitud de acuerdo cóncavo (l)

Las ecuaciones generales para calcular la longitud de curvas verticales en columpio en cruces a desnivel son las siguientes:

Si se usa una altura de los ojos de 2.4 m para un conductor de camiones y una altura del objeto de 0.6 m para las luces traseras de un vehículo, se pueden derivar las siguientes ecuaciones:

Caso 1—Alcance visual mayor que la longitud de la curva vertical ($dvp > L$):

$$L = 2 * dvp - \left(\frac{800\ (C - 1.5)}{A}\right)$$

Caso 2—Alcance visual menor que la longitud de la curva vertical ($dvp < L$):

$$L = \frac{A\ dvp^2}{800\ (C - 1.5)}$$

i. Sección transversal

Las características geométricas de la sección transversal de proyecto, se definirán considerando el tipo de carretera y red de la que formará parte, además del volumen y composición del tránsito esperado en el horizonte de proyecto.

La sección transversal permite definir las características y dimensiones de los elementos que formarán la carretera en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

Con base en el tipo de carretera y red vial de la que formará parte, se establecerá el ancho del Derecho de Vía necesario para alojar la sección transversal de proyecto.

El Derecho de Vía puede ser de ancho variable y será lo suficiente para cubrir la línea de ceros en cortes y terraplenes, previendo adquirir lo necesario para alojar los entronques a nivel o desnivel que se necesiten, así como futuras ampliaciones a la sección transversal del camino.

La preservación del derecho de vía se hará mediante la instalación del cercado del terreno conforme se establece en el Manual de Señalización Vial y Dispositivos de Seguridad, publicado por la Secretaría. Así mismo, se tendrá que geo referenciar el polígono que lo delimita y tramitar su registro ante las instancias correspondientes a fin de preservarlo para su uso futuro.

TABLA. – III.12 Ancho del Derecho de Vía, según el tipo de carretera

Carreteras Tipo	Derecho de Vía
ET y A	100 m y mínimo 60 m.
B	60 m.
C	40 m.

En la Tabla III.13, se indican las principales características de los elementos de proyecto de las carreteras, tomando en cuenta el tipo de carretera, vehículo de proyecto y del terreno en que se alojará el camino.

TABLA III.13.- Principales Características Geométricas de las Carreteras

CLASIFICACIÓN GEOMÉTRICA Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS.

CONCEPTO			UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																		
				ET y A				B				C					D				E		
				VEHÍCULO DE PROYECTO																			
				T3-S2-R4 de 31.00 m; DE-2836				C3-S3 de 20.80 m; DE-2434				T3-S3 de 18.50 m; DE-1594					C3 de 12.50 m; DE-790				C2 de 12.50 m		
Nivel de servicio en el horizonte de proyecto			NS	B								C									NO APLICA		
Terreno	Montañoso		TIPO DE TERRENO																				
	Lomerío																						
	Plano																						
Velocidad de Proyecto			Km/h	80	90	100	110	70	80	90	100	50	60	70	80	90	40	50	60	70	30	40	50
Distancia de Visibilidad de Parada			m	128	155	183	214	104	128	155	183	63	83	104	128	155	46	63	83	104	31	46	63
Distancia de Visibilidad de Rebase			m	520	585	650	540	455	520	585	650	325	390	455	520	585	260	325	390	455	NO APLICA		
Distancia de Visibilidad de Encuentro			m	NO APLICA																			
Grado Máximo de Curvatura			°	5.50	4.00	3.25	2.50	7.50	5.50	4.00	3.25	17.00	11.00	7.50	5.50	4.00	30.00	17.00	11.00	7.50	60.00	30.00	17.00
Curvas Verticales	K	Cresta	m/%	43	57	72	87	20	31	43	57	4	8	14	20	31	3	4	8	14	4	7	12
		Columpio	m/%	31	37	43	53	20	25	31	37	7	10	15	20	25	4	7	10	15	4	7	10
	Longitud Mínima		m	50	60	60	70	40	50	50	60	30	30	40	40	50	20	30	30	40	20	30	30
Pendiente Gobernadora			%	4	3		2	5	4		3	6		5	4		8	7		6	9	7	6
Pendiente Máxima			%	6	5		4	7	6		5	8		7	6		9	8		7	12	10	8
Longitud Crítica de las pendientes ascendentes			m	APLICAR LAS TABLAS DE ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN																			
Ancho de Calzada			m	ET2, A2	ET4, A4	ET4S , A4S	ETn, An	7.0				7.0					7.0				4.5		
				7.0	2 X 7.0	2 X 7.0	n* x 3.50																
				2 carriles	4 Carriles	4 Carriles																	
Ancho de Corona			m	13.0	≥ 23.0	2 de 11.00 c/uno	(n x 3.50 + 4.50) x 2 (un cuerpo)	12.0				10.6					9.0				4.5		
				Un cuerpo	Un cuerpo	Cuerpos separados	n x 3.50 + 4.50 (por cuerpo en cuerpos separados)																
Ancho de Acotamientos			m	3	3.0 Exterior mínimo	3.0 Exterior mínimo	3.0 Exterior	2.50 m minimo 1.80 m				1.80 m minimo 1.00 m					1.00 m Puede no tener acotamientos				diseñar libraderos @ 500.00 m		
					1.0 Interior	1.0 Interior	1.0 Interior																
Ancho de Faja Separadora Central, incluidos los acotamientos interiores			m	-	≥ 3,0	≥ 10,0	≥ 3.0 un Cuerpo	No aplica				No aplica					No aplica				No aplica		
Bombeo			%	2				2				2					2				3		
Sobre elevación Máxima			%	10				10				10					10				10		

J. LA CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO COMO UN CONTROL DEL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS CARRETERAS

J.1. 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.

J.1.1. 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. La máxima razón 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 ínter 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 con semáforos, 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 su capacidad; la densidad a la cual esto ocurre es la densidad critica, 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.

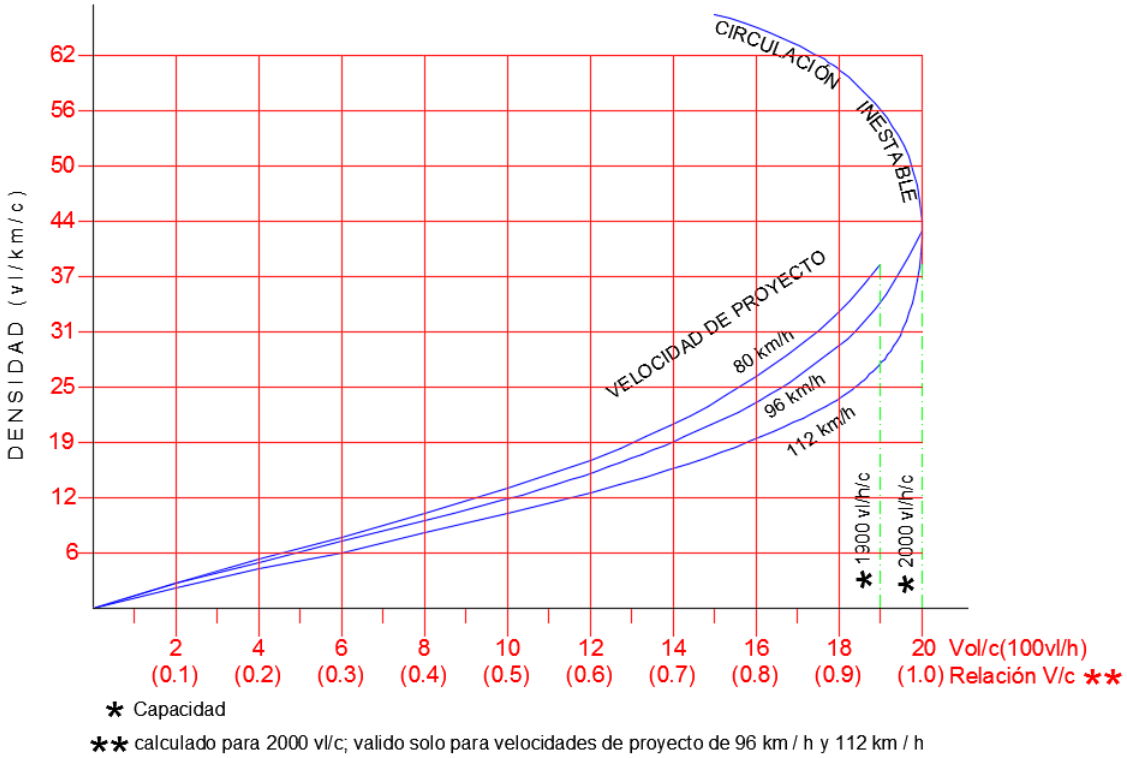


FIGURA III.73

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.

J.1.2 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 Figura III.73 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 disrupción 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.

J.1.3. 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:

Estimados de las condiciones de operación, que la mayoría de los conductores aceptarán como satisfactorias

Estimados de las normas más altas de mejoramiento de la carretera, que la jurisdicción gubernamental puede apoyar

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.

J.1.4. 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:

- **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.

- **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 recobrarse 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.

- **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.

- **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.

- **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.

- **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.

J.1.5. 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

J.1.6. 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 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 1100vl/h/c.

J.1.7. 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.

J.1.7.1. 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 controladas con semáforos, 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.

J.1.7.2. 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 3.50 m, pendientes ascendentes congruentes con los vehículos de proyecto, velocidades de diseño entre 80 y 110 km/h, y rampas e intersecciones bien definidas.

J.1.7.3. 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 curvatura grandes, así como pendientes altas y longitudes considerables, ya que estos elementos limitan la capacidad de la carretera.

J.1.7.4. 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 decrece 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.

J.1.7.5. 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 sí misma para medirse en términos de velocidad de recorrido, retraso o tensión del conductor.

El grado de congestionamiento 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 congestionamientos excesivos; sin embargo, la experiencia determina que los flujos mostrados en la Tabla III.14 son aceptables para un diseño conservador.

TABLA III.14. 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

J.1.7.6. 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 Tabla III.15 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 III.15. Factores para convertir camiones, autobuses y transportes recreativos a vehículos ligeros equivalentes

Factores de equivalencia			
Tipo de vehículo	Terreno		
	Plano	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 min más congestionado.

J.1.7.7. 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 él 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 III.16, 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:

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

En donde:

V= velocidad de viaje

N= número de vehículos considerados en la muestra estadística

L= Distancia recorrida

ti= 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

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
	Simples	Capacidad remanente

TABLA III.16. Medidas de efectividad para evaluar los niveles de servicio de diferentes tipos de obras

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 minutos implica un volumen de demanda máximo de:

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

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.

J.1.7.8. 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 III.17 presenta una breve descripción de las características de operación para cada nivel de servicio y tipo de carretera.

TABLA III.17. Niveles de servicio característicos, por tipo de camino

Nivel de servicio	Autopistas (control total de accesos)	Carreteras multicarril (control parcial 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
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 vehículos ligeros por carril por hora a 85.30 kilómetros por hora como velocidad media de viaje bajo condiciones ideales
C	Operación estable, pero comienza a ser critica; la velocidad promedio de viaje es, cuando mucho de 87k/h, el flujo de servicio se encuentra en el 77% de la capacidad, o a no más de la razón de flujo de 1550vl/h/v	Flujo estable a razones de flujo que no exceden el 71% de la capacidad de 1400 vehículos ligeros por hora por carril, bajo condiciones ideales, manteniendo al menos una velocidad promedio de viaje de al menos 80.47 kilómetros por hora
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 vlphpc	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
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
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

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.

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

J.1.7.9. 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.

J.1.7.10. Áreas de entrecruzamiento

Las 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 figuras. III.74 y III.75. 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 Figura.III.74 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 Figura III.75 Las áreas de entrecruzamiento múltiples ocurren frecuentemente en zonas urbanas donde hay la necesidad de recolectar y distribuir altas concentraciones vehiculares.

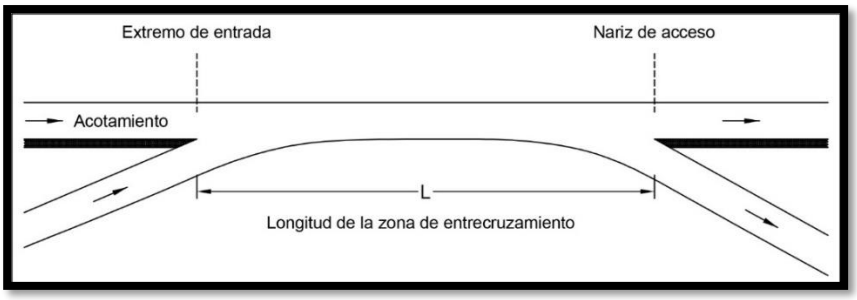


FIGURA III.74

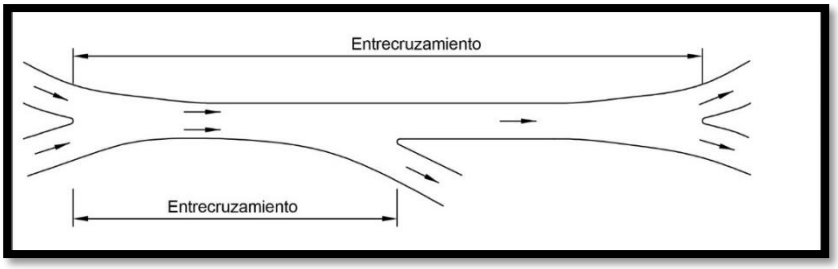


FIGURA III.75

K. BIBLIOGRAFÍA

1. Especificaciones Generales para Proyecto Geométrico, Primera Parte: Caminos; Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP), 1958.

2. Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras; Secretaría de Obras Públicas (SOP), México, 1971.

3. Normas de Servicios Técnicos, Proyecto Geométrico de Carreteras; Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México, 1984.

4. El Sector Carretero en México: La Red Nacional de Carreteras; Dirección General de Desarrollo Carretero, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México, 2009.

5. Road Safety Manual, World Road Association (PIARC), 2003.

6. (Manual de Seguridad de Carreteras, SCT, México, 2011)

7. Highway Safety Manual, American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO), Washington DC, 2010.

8. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets; American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington DC, 2011.

9. Manual de Diseño para Carreteras y Puentes, Volumen 5, Sección 2, Parte 2: HD 19/03 Auditoría de Seguridad Carretera; Agencia para las Carreteras, Gran Bretaña, noviembre de 2003

10. http://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb/vol5/section2/hd1903.pdf

11. Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, Diario Oficial de la Federación (DOF) 28-I-1988, última reforma DOF 6-IV-2010.

13. Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Impacto Ambiental, Diario Oficial de la Federación del 30-XI-2000, última reforma en DOF 20-XII-2004.

14. Guías Metodológicas para la Elaboración de Estudios de Impacto Ambiental: Carreteras y Ferrocarriles; Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Madrid, 2000.

15. Canter LW, Manual de Evaluación de Impacto Ambiental; Mc Graw Hill Interamericana de España, Madrid, 1998.

16. Watanatada T, Dhareshwar AM, Resende Lima PRS, Vehicle Speeds and Operating Costs: Models for Road Planning and Management, The International Bank for Reconstruction and Development /The World Bank, The Johns Hopkins University Press, Baltimore, 1987.

17. Arroyo Osorno JA, Aguerrebere Salido R, Torres Vargas G, Costos de operación base de los vehículos representativos del transporte interurbano 2008, Publicación Técnica No. 316 del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Querétaro, México, 2008.

18. Keller G, Sherar J; Ingeniería de caminos rurales: Guía para las mejores prácticas de administración de caminos rurales; US Agency for International Development-USAID-; versión en español del Instituto Mexicano del Transporte; México, septiembre 2004.

19. En la literatura se pueden encontrar procedimientos formales para realizar las auditorías de seguridad (HD19/03-2003).

SCT
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO IV

SELECCIÓN DE RUTA

CAPÍTULO IV

SELECCIÓN DE RUTA

A. INTRODUCCIÓN.

Cuando los trabajos de planeación han definido en forma general la franja territorial del proyecto carretero, se procede al estudio de alternativas de ruta cuyo resultado final viene a ser la línea de ruta seleccionada.

La etapa de selección de ruta es básica, y en general, la más importante, porque en ella se definen fundamentalmente los beneficios y los costos de construcción, de conservación y de operación para los usuarios de la carretera. Estos son los elementos de partida para los estudios de factibilidad económica y financiera del proyecto.

Definir la ubicación, forma, dimensiones, conceptos y cantidades de obra, así como los costos aproximados, a nivel preliminar, de la mejor alternativa para la construcción de una carretera que desde los puntos de vista económico, ambiental, social, político y cultural constituya la mejor solución para la región y el país en su conjunto, mediante el análisis de los aspectos de tránsito, topográficos, geológicos, hidrológicos, de uso del suelo, de los planes regionales y nacionales de desarrollo, de la legislación ambiental regional y nacional, así como de los sitios arqueológicos y demás conceptos culturales que deben preservarse.

B. CONTENIDO.

Este capítulo contiene los procedimientos y criterios para la selección de ruta, que constituye la base para el proyecto de una carretera que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un contratista de servicios.

REFERENCIAS.

1. Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Selección de Ruta Ed. 1991 Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT 1991.

2. Policy on Geometric Design of Highways and Streets AASHTO 2011.

3. Manuales de Proyecto Geométrico de Carreteras de Alemania, España, Canadá, Francia, Suecia y Suiza.

C. DEFINICIONES.

RUTA: Es el itinerario que sigue una vía de comunicación para conectar un punto de origen a otro de destino.

SELECCIÓN DE RUTA: De acuerdo con lo indicado en la Norma N-PRY-CAR-2-01 es el proceso mediante el cual se selecciona, de entre una serie de opciones, la que mejor satisfaga los objetivos que previamente se establecieron para atender la demanda del transporte, en términos de seguridad, economía, y preservación del medio ambiente.

PUNTOS OBLIGADOS: Son aquellos puntos por donde necesariamente debe pasar la carretera, por razones técnicas, económicas, sociales y/o políticas, tales como: poblaciones, puertos topográficos, puertos fronterizos, puertos marítimos, entre otros.

EJECUCIÓN.

La selección de ruta es un proceso que involucra varias actividades, desde el acopio de datos, el estudio y análisis de los mismos, hasta los levantamientos aéreos y terrestres necesarios que permitan determinar los costos y las ventajas de las diferentes rutas para elegir la más conveniente. Esta es una de las fases más importantes del proyecto de una carretera.

Para la ejecución de los trabajos de selección de ruta, además de lo establecido en la Fracción D.1. de la Norma N·LEG·2, *Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías*, el Ingeniero o Contratista de Servicios debe realizar las siguientes actividades:

D. RECOPILACIÓN DE DATOS

E.1. CARTOGRAFÍA

Se requiere la información topográfica, geológica, edafológica y de uso del suelo más actualizada, a escalas 1: 250,000, 1: 50,000 y otras, disponibles en INEGI y otras dependencias oficiales y privadas, en forma digital o vectorial, geo referenciada.

También resultan de gran utilidad las ortofotografías y las fotografías aéreas de INEGI o de empresas privadas a diversas escalas y fechas de vuelo.

E.2. DATOS DE TRÁNSITO

Los datos históricos de tránsito y su clasificación detallada pueden obtenerse de los libros de Datos Viales que publica la Secretaría de Comunicaciones y Transportes anualmente y que pueden consultarse por internet; asimismo, de estas publicaciones se puede deducir información relevante como las tendencias de crecimiento del tránsito, entre ellas la Tasa de Crecimiento Anual (TCA). También se pueden consultar por internet estudios de Origen y Destino que pueden complementarse con estudios específicos en la zona de influencia del proyecto, los cuales son insumos básicos para el cálculo de asignación del tránsito para el horizonte de proyecto.

E.3. DATOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

Si al construir una carretera se altera notablemente el equilibrio natural de alguna de las corrientes que cruza, el agua busca de nuevo su equilibrio modificando las características hidráulicas y geométricas de su cauce, y en ese proceso, puede causar severos daños. El buen funcionamiento de una obra de drenaje depende de su adecuada ubicación y de que tenga capacidades hidráulica y estructural suficientes.

Con el fin de ubicar y dimensionar las obras de drenaje menor, los puentes y los viaductos que requiere cada alternativa de ruta, se debe consultar la información hidrológica disponible, como las gráficas de precipitación por cuencas en la región del proyecto, las precipitaciones máximas registradas, los gastos y las velocidades de las corrientes principales, las isoyetas y los periodos de retorno de las avenidas máximas extraordinarias especificadas por la Comisión Nacional del Agua a fin de realizar el diseño de las obras de cruce. Para cada obra menor o mayor se requiere contar con las características de la cuenca en cuanto a su superficie, vegetación, geomorfología, suelos, erosión o depósito, así como las características de las estructuras existentes, en su caso.

E.4. DATOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS.

En entidades oficiales como INEGI, el Instituto de Geología y el Consejo de Recursos Minerales pueden obtenerse mapas geológicos del país a Esc. 1: 100,000 y 1: 50,000, los que complementados con cartas edafológicas de INEGI y fotografías aéreas e imágenes satelitales, permiten conocer en forma general, las formaciones y fallas geológicas, rocas y suelos existentes en la zona del proyecto e identificar zonas de suelos inestables para buscar evitarlas o de no ser posible, estudiar soluciones realizables. Esta información servirá también para conocer los usos probables de los materiales de los cortes, para su aprovechamiento en la formación de la estructura del camino, y en forma preliminar, los bancos de materiales para terracerías, pavimentos y estructuras.

E.5. DATOS DE PLANES DE DESARROLLO URBANO, REGIONALES Y ESTATALES

Los planes de desarrollo urbano contienen el plan maestro de uso futuro de los terrenos de un municipio, una ciudad o una región para fines residenciales, comerciales, industriales, para servicio público, escolares, deportivos, agrícolas, bosques o reserva territorial. Esta información puede obtenerse localmente y debe estar actualizada y complementada con los mapas de uso del suelo que produce INEGI, para considerarlos durante el estudio de ruta, de manera que la nueva carretera o la modernización de la existente, se integren y sea tomada en cuenta con los planes de desarrollo referidos.

E.6. DATOS CATASTRALES

Los planos de catastro, urbanos y rurales, pueden conseguirse en las dependencias respectivas de los estados y debidamente actualizados permiten conocer, principalmente, linderos de las propiedades particulares, ejidales, comunales, etc. Estos linderos se representan, por lo general, en ortofotografías a Esc. 1: 20,000 elaborados por INEGI. Conocer la ubicación de esos linderos, permitirá que, junto con los planos topográficos que contienen las líneas de ductos y las líneas de transmisión, sean tomados en cuenta para la localización del eje de la ruta.

E.7. IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS, ÁREAS DE IMPORTANCIA BIOLÓGICA Y SITIOS DE MONUMENTOS ARQUEOLÓGICOS REGISTRADOS

Cada vez es más necesario considerar el desarrollo sustentable en los proyectos de carreteras, la legislación, reglamentos, normas y guías que inciden sobre su proyecto y construcción son cada día más abundantes, aquí se da una síntesis de los que pueden afectar un proyecto.

***Ordenamiento Ecológico**.*

Existen ordenamientos ecológicos a nivel nacional, estatal, regional y local[1]. dichos ordenamientos, usualmente desglosados en Unidades de Gestión Ambiental (UGA), en ocasiones hacen señalamientos específicos para las obras de infraestructura; vgr., el 7 de septiembre de 2012, en el Diario Oficial de la Federación (Segunda Sección), la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) mediante acuerdo expidió el Programa de Ordenamiento Ecológico General del Territorio, en el que señala:

[1] Ver www.semarnat.gob.mx/temas.

Estrategias Ecológicas:

Infraestructura y equipamiento urbano y regional.

Estrategia 30: Construir y modernizar la red carretera a fin de ofrecer mayor seguridad y accesibilidad a la población y así contribuir a la integración inter e intrarregional.

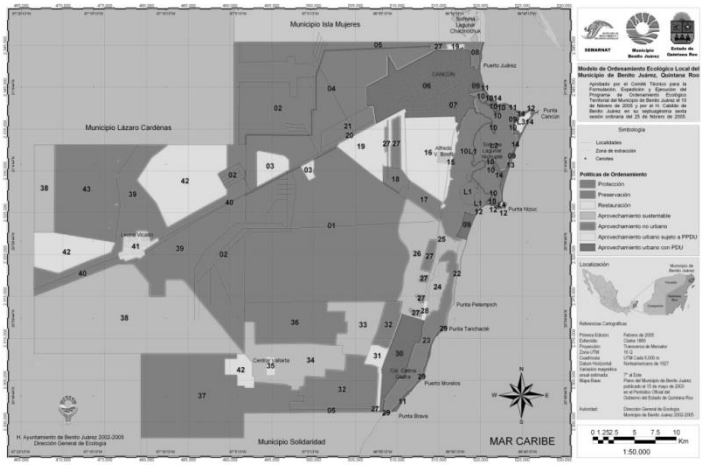
Acciones:

- Modernizar los corredores troncales transversales y longitudinales que comunican a las principales ciudades, puertos, fronteras y centros turísticos del territorio.
- Llevar a cabo un amplio programa de construcción de libramientos y accesos carreteros a ciudades principales a fin de mejorar la conexión de la infraestructura carretera con la infraestructura urbana.
- Intensificar los trabajos de reconstrucción, conservación periódica y rutinaria de la red federal libre de peaje, con el apoyo de sistemas de gestión de conservación a fin de optimizar los recursos y mejorar la calidad de los trabajos.
- Construir y modernizar la infraestructura carretera para las comunidades rurales, en especial en las más alejadas de los centros urbanos.
- Promover que, en el diseño, construcción y operación de carreteras y caminos, se evite interrumpir corredores biológicos y cauces de ríos, cruzar áreas naturales protegidas, así como, atravesar áreas susceptibles a derrumbes o deslizamientos.

Los planes de ordenamiento estatal son más específicos; en el caso del Plan de Ordenamiento Ecológico de Baja California, Fracción VII (publicado en el Periódico Oficial de Baja California, el 8 de septiembre de 1995), se señala que se deberán determinar las tendencias de la energía utilizada en el transporte interurbano de pasaje y mercancías.

La mayoría de las entidades cuentan con dichos planes y se pueden consultar u obtener en el portal de SEMARNAT.

En el caso de los municipios, de los cuales no existe la totalidad, el señalamiento es más específico en cuanto al uso del suelo, la siguiente Figura muestra el del municipio de Benito Juárez (Cancún), Q. Roo, donde se expresa el uso permitido del suelo.



El ejemplo señalado también es similar al de los planes locales y regionales.

Áreas Naturales Protegidas (ANP)[2].

Existe multitud de zonas protegidas con éste y otros nombres similares, como Zona protegida Parque nacional, Reserva forestal, Área de protección, etc. La composición y contenido de los decretos, así como la definición de la superficie que amparan es muy variada.

En algunos casos se define el trámite por realizar para la ejecución de obras de infraestructura, en otros no y en algunos casos está prohibida.

En el estudio de alternativas de ruta deberán tomarse en cuenta estas zonas y si el proyecto afectará zonas núcleo o de amortiguamiento, los usos o actividades permitidas, si la realización del proyecto es compatible y cómo se cumplirán las restricciones emitidas en el decreto o los planes de manejo, es decir, qué medidas de prevención, mitigación y/o de compensación se realizarán.

Si se requiere ubicar parte de la vialidad dentro de un Área Nacional Protegida (ANP), se deberá evitar que la carretera se constituya en una barrera lineal para la propagación de flora y fauna a fin de que el proyecto no forme dos fracciones aisladas del ANP

Regiones prioritarias.

La Comisión Nacional de la Biodiversidad (CONABIO) ha determinado lo que denomina Regiones prioritarias – terrestres, marítimas e hidrológicas; dichas regiones son zonas más extensas que las ANP en donde se protege la biodiversidad. En ellas no está prohibida la construcción de obras de infraestructura; sin embargo, debe proyectarse la carretera de tal manera que ésta no constituya una barrera que segmente la región impidiendo la propagación de las especies de flora o fauna existentes.

Zonas de Riesgo.

Otra información que debe tenerse en cuenta para el proyecto son los Atlas de riesgos. En muchos de ellos se puede consultar la presencia de problemas geológicos –deslizamientos– o de zonas de inundación; como ejemplo se puede consultar el correspondiente al Estado de Morelos, en el Río Yautepec a su paso por la ciudad del mismo nombre.

En estos documentos, de especial importancia para el proyecto de carreteras, también se muestran sitios susceptibles de deslizamiento de laderas de fuerte pendiente, con materiales susceptibles de deslizamiento, y otras zonas con posibilidades de ser inundadas,

El riesgo para la estabilidad de cortes o la afectación de obras hidráulicas deberá ser utilizado en la etapa de anteproyecto y ratificado, mediante los estudios de detalle, para el proyecto definitivo.

Vinculación con Programas de Ordenamiento Ecológicos, Regionales, Estatales y Municipales aplicables al proyecto.

[2] Existen dos publicaciones, una donde se muestran los Decretos Federales y otra para los Decretos Estatales, en ambos casos desde 1-IV-1899, hasta 1999: SEMARNAT ISBN: 968-817-376-2 y 968-817-470-X. Información adicional puede obtenerse a través del portal de SEMARNAT o de la Comisión de Áreas Naturales Protegidas (CONANP).

La Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente (LEGEEPA) y su Reglamento en materia de Impacto Ambiental, en el caso de las carreteras, obliga a la presentación ante SEMARNAT, para su autorización, de la Manifestación de Impacto Ambiental, según señala en el Capítulo II, inciso B, VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN, que dice, “Construcción de carreteras, autopistas, puentes o túneles federales vehiculares o ferroviarios; puertos, vías férreas, aeropuertos, helipuertos, aeródromos e infraestructura mayor para telecomunicaciones que afecten áreas naturales protegidas o con vegetación forestal, selvas, vegetación de zonas áridas, ecosistemas costeros o de humedales y cuerpos de agua nacionales. También puede caer en lo señalado en el inciso O) cambios de uso del suelo de áreas forestales, así como en selvas y zonas áridas y /o el inciso s) obras en áreas naturales protegidas.

Dicha manifestación usualmente es de carácter regional. Su contenido se señala en el propio Reglamento y para su ejecución existen guías expedidas por SEMARNAT y por la Dirección General de Carreteras (DGC) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). En el Reglamento se señala que deberán desarrollarse los siguientes temas:

III. Vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos jurídicos aplicables;

IV. Descripción del sistema ambiental regional y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región.

Desde la comparación de alternativas se hace la referencia a dichos ordenamientos, definiéndolos en función del kilometraje de cada una; en conjunción con las longitudes y volúmenes son conceptos obligados para considerar en la elección de una de ellas.

Factibilidad Ambiental Preliminar.

Se efectuará un estudio de factibilidad ambiental preliminar a lo largo del tramo, a fin de conocer las características del ecosistema presente en el área del proyecto, así como las limitaciones legales que implica su autorización en materia ambiental. Se hará una visita al sitio del proyecto con la finalidad de tener un buen reconocimiento de la flora, la fauna, hidrología y climatología, de sus condiciones generales de conservación y de las interacciones que se puedan presentar en el sitio, debiendo desarrollarse los siguientes temas:

- Aspectos del medio físico (clima, hidrología, geología y geomorfología, orografía, edafología).
- Tipo de vegetación y asociaciones vegetales.
- Especies de flora y fauna contenidas en la NOM-059-SEMARNAT-2010.
- Análisis y congruencia con la normatividad ambiental aplicable.
- Diagnóstico de impactos ambientales.
- Medidas de mitigación y costos de ejecución de las mismas.

Monumentos arqueológicos registrados.

El Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) mantiene abierta 187 zonas arqueológicas, las que se pueden consultar en su portal (http://inah.gob.mx/zonas-arqueologicas).

El proyecto de la carretera deberá ser aprobado por el INAH, que deberá validar que se ha evitado la destrucción de inmuebles o bien, que el responsable de la obra patrocinará el salvamento de vestigios fragmentados, si fuese el caso. Las actividades de salvamento deberán ser ejecutadas o supervisadas por personal del INAH antes de la construcción.

E. FOTOGRAFÍAS AÉREAS Y OTRAS IMÁGENES

La fotografía, desde su invención en 1839, de inmediato atrajo la atención de los ingenieros para ser utilizada en la elaboración de planos para el proyecto de obras de ingeniería.

Aimé Laussedat hizo la primera aplicación de la fotografía aérea para producir planos topográficos de París en 1850, tomando las fotografías desde globos cautivos.

Al paso de los años la fotografía aérea fue evolucionando y se convirtió en una herramienta infaltable en los estudios de selección de ruta, pues facilitan el estudio del terreno desde los puntos de vista topográfico, geológico, hidrológico y de uso de la tierra a través de trabajos de fotointerpretación que llevan a cabo los diversos especialistas que participan en el proyecto de una carretera.

Hasta fines de la década de los 80 del siglo pasado, para la toma de fotografías aéreas se utilizaban cámaras métricas de eje vertical, con lente gran angular con formato de 23 por 23 centímetros. La película utilizada sólo permitía la obtención de fotografías en blanco y negro.

Las fotografías aéreas son indispensables para la obtención de planos fotogramétricos a diferentes escalas, que son la base para los estudios de alternativas de anteproyecto a escalas 1: 5,000 y 1: 2,000.

A partir de la década de los 90, se utilizan cámaras digitales a color montadas en aeronaves, con las cuales se obtienen imágenes en tercera dimensión y planos fotogramétricos digitales.

Las imágenes aéreas de radar de barrido lateral, en combinación con imágenes de satélite (ERTS) se aplicaron en 1973 para elaborar mosaicos controlados a Esc. 1: 250,000 de la cuenca del Río Amazonas, en Brasil, entre las nubes y la lluvia.

En el año 2000 se inició el uso del LIDAR, radar de láser aéreo, para producir planos topográficos del terreno minimizando el efecto de la vegetación; el LIDAR junto con la fotografía aérea digital a color y el posicionamiento global GPS aerotransportado constituyen las herramientas más actualizadas para producir imágenes en tercera dimensión y planos topográficos digitales que se requieren en el proyecto.

Para resolver problemas especiales en el estudio del terreno hay tecnologías avanzadas de teledetección, menos comunes, que utilizan otros rangos del espectro electromagnético, las que se han desarrollado en la investigación espacial y tienen aplicación principal en agricultura, silvicultura, geología, arqueología, etc., como son la fotografía ultravioleta, la fotografía multiespectral y la termografía, que eventualmente pueden apoyar el proyecto de carreteras.

Actualmente se dispone también de imágenes fotográficas satelitales, de gran ayuda para los estudios de ruta.

Aunque hay técnicas más avanzadas para producir los planos que requiere el estudio de ruta de carreteras, el procedimiento fotogramétrico, que incluye la fotointerpretación topográfica, geológica, hidrológica, y del uso de suelo, con fotografías aéreas de eje vertical sigue vigente. Hay en el país fotografías aéreas tomadas desde el año 1945. Todas las costas las tiene SEMAR y la mayor parte de tierra adentro la SEDENA y el INEGI. Se tiene cobertura total desde el año 1980. Las fotografías antiguas sirven principalmente para el estudio de zonas de inundación, zonas erosionables o inestables, para la investigación de cambios en las zonas de cruces, así como en la investigación de linderos y afectaciones de bosques, cultivos y vestigios de diversa índole.

F. ESTUDIO SOBRE CARTAS GEOGRÁFICAS, IMÁGENES SATELITALES Y AEROFOTOGRÁFICAS.

Se deberá definir la franja de terreno que debe aero fotografiarse a escala 1: 25,000 o con algún otro medio que proporcione imágenes para ver tercera dimensión y puedan obtenerse planos topográficos a escala 1: 5,000/5 m, con los cuales y tomando en cuenta la topografía, hidrología, geología y geotecnia, planes de desarrollo, catastrales, etc., se pueda llevar a cabo el estudio de alternativas de anteproyecto a escala 1: 5,000/5.

Sobre cartas a escala 1:50,000 de INEGI, se marcan las alternativas de ruta en estudio, para elaborar tanto el plan de tomas de fotografía aérea a escala 1: 25,000, como el plan de reconocimiento aéreo y terrestre.

La fotografía aérea puede tomarse específicamente para el proyecto o aprovechar material previo, con tal que sea suficientemente reciente y se actualice su contenido mediante reconocimientos aéreos y terrestres.

El proyectista debe resaltar en las cartas topográficas, en las fotografías aéreas y en las imágenes satelitales los puertos topográficos, las áreas pobladas, las construcciones aisladas, las iglesias, las escuelas, los panteones, las aeropistas, los ríos, escurrideros, pozos y tanques de agua, ductos, líneas de transmisión, brechas, carreteras, vías férreas, áreas cultivadas, áreas naturales protegidas, sitios arqueológicos, pantanos, lagos, presas, manantiales, canales, plantas de tratamiento, laderas inestables, contactos geológicos, áreas de suelos blandos, etc., para considerarlos en la ubicación de las líneas alternativas de ruta y prácticamente durante todas las fases del proyecto.

Dependiendo de la longitud del camino en proyecto, se le podrá dividir en tramos y subtramos. Hay que definir en primer lugar los puntos obligados extremos, es decir, el inicio y término del camino. Así mismo, definir los puntos obligados intermedios como son los puertos topográficos, los sitios adecuados para cruzar los ríos y otros caminos, los cuales orientarán la localización preliminar de las líneas de ruta.

En terrenos planos agrícolas, generalmente la localización se define evitando dañar innecesariamente las áreas de cultivo, donde conviene proteger los sistemas de riego, los pozos profundos para abastecimiento de agua, los canales y las edificaciones agroindustriales.

En terrenos de lomerío se trazan las líneas de ruta considerando las alturas convenientes de cortes y terraplenes, así como el drenaje, buscando compensar terracerías, según los contornos del terreno y la directriz entre puntos obligados

En terrenos montañosos generalmente hay que resolver problemas de desniveles importantes, pendientes máximas sostenidas y curvaturas máximas, tomando en cuenta las características geotécnicas y de estabilidad de laderas, poniendo gran atención a los contenidos de agua, escurrimientos laminares, manantiales y cauces que puedan

provocar inestabilidad. Hay que evitar el paso por terrenos accidentados con materiales deleznables y con abundancia de agua o considerar el costo adicional de pasar por ellos.

Debe evitarse el paso a través de las poblaciones para evitar contaminaciones, accidentes y congestionamientos. Desde el principio hay que plantear los libramientos carreteros ubicando la línea a distancias que permitan el crecimiento natural de la población de dos a tres veces la dimensión actual del área urbana. No se deben afectar iglesias, escuelas, panteones, pozos profundos para abastecimiento de agua, represas, ductos diversos, líneas de alta tensión, cuyo derecho de vía eventualmente puede alojar la carretera, con el permiso correspondiente. PEMEX tiene establecidas distancias mínimas para sus ductos, lo mismo que la CFE para las líneas de alta tensión.

Cuando se aprovechen las márgenes de los ríos para alojar las carreteras, deberá tenerse cuidado de no afectar los sitios arqueológicos, que son frecuentes en dichas márgenes ya que los asentamientos humanos antiguos se dieron cerca del agua y de las tierras de cultivo. Es muy conveniente, desde el principio, trabajar en coordinación con el INAH para evitar dañar el patrimonio cultural. También debe considerarse que la carretera se aloje por arriba del NAME del escurrimiento fluvial.

Con estas guías y restricciones se proponen las diversas alternativas de ejes de rutas, las que en su conjunto configuran las franjas de terreno de las que hay que obtener fotografías aéreas y planos a escala 1: 5,000, con curvas de nivel a cada 5 m, para estudiar cuantitativamente cada alternativa.

Los conceptos principales del estudio cuantitativo de las líneas de ruta son terracerías, drenaje, pavimento, intersecciones, entronques, túneles, puentes obras inducidas y señalamientos, para lo cual se requiere llevar a cabo, sobre las alternativas, reconocimientos aéreos y terrestres que permitan verificar las afectaciones, los cruces, la geotecnia, los posibles bancos de materiales, etc.

G. RECONOCIMIENTOS AÉREOS, DE CAMPO Y MIXTOS

Los reconocimientos aéreos, de campo y mixtos tienen por objeto, en cada una de las etapas del proyecto, verificar y complementar la información geográfica, geotécnica y de uso del suelo disponible en la zona de estudio, así como afinar los parámetros de interpretación de las imágenes aerofotográficas o de otro tipo con las que se esté trabajando, para ratificar o descartar la factibilidad de la ubicación predeterminada del eje de ruta.

Estos reconocimientos requieren del uso de aviones ligeros, helicópteros y vehículos terrestres todo terreno. Los aviones ligeros deberán ser de ala alta, preferentemente bimotores, de vuelo lento y de pista corta. Los helicópteros serán, de patines altos, con gran visibilidad al frente y a los lados. Los vehículos terrestres serán de caja trasera abierta. Los pilotos, el personal de conducción y los ingenieros deberán ser muy experimentados y hábiles en el uso de cartas topográficas y GPS para posicionarse en el aire y/o sobre el terreno. Se recomienda volar a una altura tal que se pueda observar con suficiente detalle, sin detrimento de la seguridad, las características de la franja del terreno en la cual se ubica la ruta en estudio.

El cumplimiento de estos requisitos permite, por la trascendencia de las decisiones que se toman, llevar a cabo reconocimientos de campo seguros para quienes los realizan, que lleven a la complementación de información de gran importancia para el estudio de rutas con repercusión tanto en el diseño, como en el costo de construcción, operación y conservación de las carreteras por proyectar.

H. ESTIMACIÓN DE LOS POSIBLES VOLÚMENES Y COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO

Para el estudio de rutas se utiliza el volumen de tránsito diario promedio anual (TDPA) como medida del tránsito de la carretera, ya sea la suma de los dos sentidos o para cada sentido de circulación si se trata de autopistas o de sentidos separados físicamente por barreras.

El TDPA de proyecto, que incluye su volumen y su clasificación, se obtiene a partir del tránsito actual, proyectando su crecimiento al horizonte de proyecto establecido, por efecto del crecimiento normal del tránsito, más el tránsito generado, más el tránsito por desarrollo.

Los volúmenes de tránsito a considerar, deben ser los mismos que se utilicen en la etapa de planeación, previa al proyecto.

El tránsito actual, su clasificación y su tasa de crecimiento se pueden obtener del registro histórico de la SCT, que se puede complementar con un aforo de 7 días seguidos en una semana típica y estudios de origen y destino.

El tránsito generado es un concepto de crecimiento del tránsito que depende principalmente del efecto de atracción que tenga el proyecto debido a las ventajas en tiempo y costo que se generen para los usuarios en la zona de influencia de la carretera.

El tránsito por desarrollo viene a ser el que se agrega por efecto del transporte que requieren las actividades agrícolas, industriales, turísticas, etc., correspondientes a las nuevas áreas que se incorporen al desarrollo por efecto de la conexión a la nueva carretera.

El tránsito generado y el tránsito por desarrollo pueden afectar en forma importante tanto al volumen de tránsito futuro como su composición, por lo que no es conveniente calcular el tránsito de proyecto considerando solo el tránsito actual y su tendencia histórica. Es necesario hacer intervenir en el proceso los planes regionales de desarrollo a corto, mediano y largo plazo.

Han sido desarrollados modelos matemáticos y programas de cómputo para estos fines, considerando la red existente, la demanda actual, la posición geográfica de los centros urbanos, su grado de motorización, el crecimiento poblacional, la tendencia del consumo de combustibles, las velocidades de diseño, los ahorros en distancia y en tiempo de recorrido, los ahorros en costos de operación a los usuarios, los peajes, etc.

I. PROPUESTAS DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Las características geométricas de diseño de una carretera deben ser las que permitan que durante su vida útil u horizonte de proyecto planeado tenga la capacidad suficiente para servir al tránsito, variable en las horas y los días, y creciente casi siempre, con niveles de servicio que den comodidad y seguridad a los usuarios.

Los factores principales a considerar son el tránsito, su composición y su crecimiento, el tipo de terreno en cuanto a su pendiente transversal y su geología, de manera que los cortes y terraplenes que generan las curvaturas y pendientes correspondientes a las velocidades de proyecto sean estructuralmente estables en cuanto a alturas y taludes, financieramente aceptables en cuanto a sus volúmenes y costo, y medioambientalmente manejables para no generar alteraciones que dañen la ecología local y regional.

Los anchos de calzada y corona, las pendientes y sus longitudes, y las distancias de visibilidad que requieren las velocidades de proyecto tienen que ver con la capacidad, por

lo que la definición geométrica para cada tipo de carretera tiene que analizarse considerando que se trata de un proyecto en el espacio, es decir, en planta, perfil y secciones combinadas para producir un conjunto armónico que satisfaga requerimientos dinámicos, de capacidad, de comodidad para los usuarios, de economía del transporte, de factibilidad financiera de factibilidad ambiental y factibilidad social.

J. SELECCIÓN DE RUTA

Para la elección de ruta más conveniente, es necesario evaluar comparativamente, las alternativas con mayores ventajas, tomando en cuenta los siguientes conceptos:

- Longitud total
- Longitud construida (aprovechable)
- Longitud por construir
- Velocidad de proyecto
- Tiempo de recorrido
- Costo de construcción
- Costo de operación
- Costo de conservación
- Costo por accidentes
- Incremento de costo por desvíos y señalamiento preventivo, durante la obra.

Longitud total

Es la longitud comprendida entre los puntos extremos de la ruta en estudio.

Longitud construida

Es la longitud de carretera construida que puede ser aprovechada, como parte de la ruta.

Longitud por construir

Es la longitud de carretera nueva que debe construirse.

Velocidad de proyecto

Es la velocidad de proyecto ponderada de la ruta en estudio.

Tiempo de recorrido

Ya se trate de una carretera nueva o de una modernización, el tiempo de recorrido afecta los costos y los beneficios de los usuarios de la carretera por lo que este concepto debe ser prioritariamente considerado.

Aunque el costo del tiempo depende del tipo de vehículo, el motivo del viaje, el nivel de salario como conductor y como pasajero, el número de ocupantes, etc., hay que considerar que tal costo puede variar también de acuerdo con la región económica del país, y de uno a otro país, según su grado de desarrollo.

Usualmente el tiempo de recorrido se mide en horas, minutos y segundos, mientras que el valor del tiempo se mide en pesos por hora.

El tiempo de recorrido tiene gran relevancia en el estudio de rutas para autopistas ya que conforme a estadísticas se verifica la siguiente desviación del tránsito total a la nueva carretera.

AHORROS EN TIEMPO DE RECORRIDO	% DEL TRÁNSITO TOTAL QUE USA LA NUEVA CARRETERA
..20 %	20 %
0	40
10	60
20	75
40	90
50	95

Costo de construcción

Es el costo total de la obra incluyendo terracerías, obras de drenaje menor, entronques, muros, estructuras de cruces a desnivel, puentes, túneles, señalamientos y obras complementarias e inducidas.

Costo de operación

Los costos de operación incluyen los siguientes conceptos:

1) Depreciación
2) Seguros
3) Impuestos
4) Costos financieros
5) Combustibles
6) Lubricantes
7) Mantenimiento
8) Llantas

Aquí la depreciación se calcula con el valor inicial de cada vehículo, su valor de recuperación y el recorrido correspondiente, en kilómetros, para tener el costo por vehículo/km. Los demás incisos pueden anualizarse y dividirse entre el recorrido anual promedio para obtener el costo por vehículo/km, que se suma al de depreciación para tener el costo base de operación por vehículo/km.

En forma simplificada, los costos de operación vehicular para el estudio de rutas de carreteras pueden manejarse de la siguiente forma.

En un proyecto dado, se tiene un tránsito inicial en el año cero, con una determinada composición A – B – C, etc., una tasa de crecimiento anual y un costo básico de operación para cada tipo de vehículo en un kilómetro en tangente y a nivel, así como el factor de corrección al costo básico de cada vehículo/km para cada grado de incremento en curvatura y cada uno porcentaje en incremento o decremento en pendiente.

Como en cada alternativa de ruta en estudio se tienen longitudes en tangente y longitudes en diversos grados de curvatura, así como longitudes en diferentes pendientes, se puede calcular para cada año, con el número de vehículos correspondiente circulando, el costo actualizado de operación para cada alternativa.

Costo de conservación

Es el costo estimado, que se requiere para mantener la carretera en un nivel de servicio determinado, durante su vida útil.

Costo de accidentes

El objetivo principal en el proyecto de carreteras es la seguridad de los usuarios, lo que significa hacer lo necesario para reducir al mínimo la ocurrencia de accidentes. Esto se logra en buena parte diseñando los alineamientos horizontal y vertical, la sección transversal, la sobreelevación, la textura del pavimento y la visibilidad de parada y de rebase para una velocidad de proyecto muy cercana a la que la mayoría de los usuarios desea circular, manteniendo tales características por tramos largos conforme al tipo de terreno predominante, con variaciones graduales de 10 km/h, sin sorpresas para el conductor. Cuando el proyecto cumple con la normatividad de diseño para seguridad, los costos de los accidentes se reducen al mínimo, sobre todo si se controlan los accesos y las velocidades de operación.

Los costos de los accidentes influyen más en la comparación de alternativas de ruta cuando una de estas es una vía existente de la que se cuenta con estadísticas de accidentes. Para su valoración, en los accidentes carreteros se consideran: muertos, heridos y daños materiales, y a cada uno se le asigna un costo relativo que puede ser el importe promedio de los seguros. Con estos valores y las estadísticas se puede calcular el costo anual de los accidentes, y este convertirlo, mediante la tasa de interés correspondiente, en el monto de la inversión necesaria en construcción y operación carretera para que los accidentes se minimicen.

Incremento de costo por desvíos y señalamiento preventivo, durante la obra

Es el incremento de costo de construcción que puede presentarse en la modernización de carreteras existentes; por desviaciones y por señalamiento especial durante la obra, para la protección de los usuarios.

La construcción de carreteras implica grandes inversiones de recursos, pero cuando estas obras se planean, diseñan, construyen, operan y conservan con criterio racional, generan importante actividad económica desde la construcción y apoyan el desarrollo económico, social y ambiental en las regiones que sirven.

La valoración de los costos durante la etapa de elección de ruta no pretende establecer el costo definitivo de la carretera, sino determinar los costos relativos de las alternativas más factibles a partir de los costos de los conceptos más significativos, como son:

1) Derecho de vía
2) Desmonte y desenraice
3) Terracerías
4) Drenaje y subdrenaje
5) Pavimento
6) Entronques
7) Señalamiento
8) Puentes
9) Túneles
10) Mitigación ambiental y protección vegetal de taludes
11) Obras de estabilización y muros

Los precios índices de las obras de construcción deben obtenerse de obras recientes en zonas cercanas al proyecto, con el mismo tipo de terreno, geología y las mismas dificultades de acceso; con estos precios y las cantidades de obra preliminares correspondientes a cada alternativa debe integrarse el presupuesto preliminar de construcción, incluyendo en cada caso los sobrecostos previsibles.

K. BIBLIOGRAFÍA

1. SOP (1971) Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Secretaría de Obras Públicas, México.

2. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

3. 2011, A policy on geometric design of highways and streets, Sexta Edición, Washington DC.

4. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) Septiembre 2010, Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements, Washington DC.

5. Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño, Carlos Oteo, 2002, Ingeniería Geológica, ED. PEARSON/PRENTICE HALL, Madrid

6. Robert F. Baker, Handbook of Highway Engineering, ED. VAN NOSTRAND REINHOLD COMPANY

7. Planning, Engineering, and Survey Sidney O. Dewberry, Land Development Handbook, ED. McGRAWHILL, SEGUNDA EDICIÓN.

8. “Economic Análisis for Highways” de Robley Winfrey (1969).

SCT
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



MANUAL DE PROYECTO
GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO V

EJECUCIÓN DE PROYECTO GEOMÉTRICO

CAPÍTULO V

EJECUCIÓN DE PROYECTO GEOMÉTRICO

A. CONTENIDO

Este capítulo contiene los criterios para la ejecución de los proyectos geométricos para obras viales que realice la Secretaría.

B. DEFINICIONES

Proyecto geométrico

Es una parte del proyecto ejecutivo de carreteras que comprende desde la ejecución de la ingeniería de detalle necesarios para ordenar y dimensionar geométricamente los elementos de los alineamientos horizontal y vertical, así como de la sección transversal, para que cumplan su función de seguridad, eficiencia y calidad, bajo las condiciones de la demanda vehicular en el horizonte de proyecto resultado de los estudios de planeación. Incluye la elaboración de los planos, especificaciones y documentos en los que se establezcan las características geométricas de cada uno de los elementos.

Selección de Ruta

Resultado del proceso mediante el cual se selecciona, de entre una serie de opciones, la ruta que mejor satisfaga los objetivos previamente establecidos durante la etapa de planeación para atender la demanda del transporte, en términos de movilidad, seguridad, costo de operación del transporte y preservación del medio ambiente. La ruta es la franja de terreno de ancho variable entre dos puntos obligados, dentro de la cual es factible alojar una carretera.

Anteproyecto

Resultado de un proceso que sirve de base para establecer, dentro de la ruta seleccionada, los ejes factibles a considerar para establecer el eje de proyecto definitivo, de acuerdo con el tipo de vialidad, establecida en la etapa de planeación.

Proyecto Ejecutivo

Es el resultado de un proceso mediante el cual se obtienen los planos y documentos que conforman los proyectos arquitectónicos y de ingeniería de una obra, el catálogo de conceptos, así como las descripciones e información suficiente para que esta se pueda llevar a cabo; tomando en cuenta las Normas y Manuales correspondientes.

C. REQUISITOS PARA LA EJECUCIÓN DE PROYECTOS

Además de lo establecido en la Fracción C.1. de la Norma N·LEG·2, *Ejecución de Estudios, Proyectos, Consultorías y Asesorías*, se requiere contar con lo siguiente:

C.1. REQUISITOS PARA EJECUTAR LA SELECCIÓN DE RUTA

- El Plan Maestro de Desarrollo de la Carretera, resultado de los estudios de PLANEACIÓN, que incluya la clasificación de la carretera en los distintos tramos que se va a desarrollar, la predicción de la demanda de viajes en el horizonte de planeación establecido y su composición vehicular, así como la tasa de crecimiento esperada del tránsito y su ubicación dentro de los tipos de red.

- Los análisis de capacidad y niveles de servicio a que se refiere el Manual M·PRY·CAR·2·06, *Capacidad Vial*, los volúmenes de servicio a lo largo del horizonte de planeación de la carretera y las etapas de crecimiento de su sección transversal.

- Cartas topográficas vectorizadas, edafológicas, y geológicas e hidrológicas de la República Mexicana a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000) que cubran la totalidad de la zona requerida para el estudio de rutas.

- Cartas de uso de suelo y vegetación de la República Mexicana a escala uno a doscientos cincuenta mil (1: 250,000) que cubran la totalidad de la zona requerida para el estudio de rutas.

  Datos de población, Sismos, Flora y Fauna, Zonas Arqueológicas, Áreas Protegidas

- Imágenes satelitales que cubran la totalidad de la franja de ruta donde se alojará la carretera.

C.2. REQUISITOS PARA EJECUTAR EL ANTEPROYECTO A ESCALA UNO A CINCO MIL 1: 5,000/5

- Reunir y analizar las cartas topográficas vectorizadas, edafológicas y geológicas de la República Mexicana a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000) que cubran la zona donde se localizará la carretera y sobre las cuales se señale el eje de la ruta seleccionada.

- Obtener o elaborar los siguientes planos con las características que se describen en la Norma N·PRY·CAR·1·01·006, *Presentación de Estudios Topográficos y Aerofotogramétricos para Carreteras*:

  a) La planta en cartas topográficas vectorizadas a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000) con el eje de ruta seleccionado.

  b) El perfil que represente la configuración vertical del terreno en el eje de la ruta seleccionada, dibujado a escala horizontal uno a diez mil (1: 10,000) y vertical de uno a mil (1: 1,000).

  c) Las plantas topográficas a escala uno a cinco mil con curvas de nivel a cada cinco metros (1: 5,000/5) que muestren el modelo tridimensional de la franja restituida en el estudio Aerofotogramétrico.

  d) Las fotografías aéreas a escala 1: 25, 000 utilizadas para elaborar los planos fotogramétricos a escala 1: 5,000/5.

- Los estudios geológicos de detalle a que se refiere la Norma N·PRY·CAR·1·03·001, *Ejecución de Estudios Geológicos*, que indique las unidades geológicas y su ubicación en la posición estructural que les corresponda, así como la identificación de estructuras mayores y menores; las zonas potencialmente inestables; que determine y evalúe, de forma preliminar, la calidad y capacidad de posibles bancos de materiales; defina el modelo geológico del área estudiada; y en su caso, que proponga trabajos complementarios de mayor detalle.

C.3. REQUISITOS PARA EJECUTAR EL ANTEPROYECTO A ESCALA 1: 2,000/2

- Obtener o elaborar los siguientes planos con las características que se describen en la Norma N·PRY·CAR·1·01·006, *Presentación de Estudios Topográficos y Aerofotogramétricos para Carreteras:*

  a) Las plantas topográficas a escala uno a dos mil y con curvas de nivel a cada dos metros (1: 2,000/2) que muestren el modelo tridimensional de la franja restituida en el estudio Aerofotogramétrico o levantada directamente en campo.

  b) Las plantas topográficas a escala uno a cinco mil con curvas de nivel a cada cinco metros (1: 5,000/5) con el eje de anteproyecto aprobado.

  c) El perfil que represente la configuración vertical del terreno en el eje de anteproyecto aprobado, a escala uno a cinco mil con curvas de nivel a cada cinco metros (1: 5,000/5).

- Las fotografías aéreas a escala uno a diez mil (1: 10,000) utilizadas para elaborar los planos fotogramétricos a escala 1: 2,000/2.

C.4. REQUISITOS PARA EJECUTAR EL PROYECTO EJECUTIVO

- Los siguientes planos y registros de campo con las características que se describen en la Norma N·PRY·CAR·1·01·006, Presentación de Estudios Topográficos y Aerofotogramétricos para Carreteras.

  A) Las plantas topográficas de anteproyecto a escala uno a dos mil, con curvas de nivel a cada dos metros (1: 2,000/2) y en terreno plano a cada metro (1: 2,000/1) que muestren el modelo tridimensional de la franja restituida en el estudio Aerofotogramétrico o levantada en campo, que muestre el eje de anteproyecto aprobado.

  B) Los perfiles de los ejes de anteproyecto a escala uno a dos mil con curvas de nivel a cada dos metros (1: 2,000/2) aprobados, dibujados a escala horizontal uno a dos mil (1: 2,000) y vertical uno a doscientos (1: 200) o uno a cien (1: 100) en terreno plano.

  C) Los registros de campo del Trazo (que incluya cálculo de coordenadas), Referencias, Nivel, (que incluya Bancos de Nivel) y Secciones Transversales, a partir del eje de anteproyecto a escala uno a dos mil (1: 2,000/2), aprobado.

- El estudio geotécnico de detalle para terracerías y de bancos de material, que contenga la estratigrafía, las características y propiedades físicas y mecánicas del subsuelo a lo largo del eje de proyecto definitivo, así como la localización de bancos de material y las zonas de desperdicio; contendrá, así mismo, los taludes recomendables en cortes y terraplenes, la clasificación para presupuesto, los

coeficientes de variación volumétrica y el uso de los materiales, al igual que las obras complementarias de drenaje.

- El funcionamiento de drenaje, así como la relación de obras menores de drenaje, que indiquen la ubicación, tipo y dimensiones propuestas de estas obras, con planos topográficos en planta y alzado, así como la capacidad de carga del terreno sobre el que se cimentará cada obra.

- Recomendaciones para fijar la rasante mínima para asegurar en cortes, la obtención de volúmenes y alturas de taludes reducidos y en terraplenes, que su altura sea suficiente para diseñar las alcantarillas con colchones adecuados, permitir la construcción de capas rompedoras de ascenso capilar en zonas inundables y la construcción completa de las distintas capas que forman la estructura del pavimento, desde el terreno natural hasta la capa de rodadura.

En el caso de proyectos elaborados por contrato, en los que se incluya la ejecución de uno o varios de los requisitos arriba mencionados, el contratista de servicios recibirá de la secretaría la aprobación de éstos, antes de proceder a la realización del proyecto geométrico.

D. EJECUCIÓN

Además de lo establecido en la Cláusula D. de la Norma N·LEG·2, *Ejecución de Estudios*, Proyectos, Consultorías y Asesorías, el Ingeniero o Contratista de Servicios a cuyo cargo esté la ejecución del proyecto geométrico de la carretera, realizará las siguientes actividades:

E. SELECCIÓN DE RUTA

La selección de ruta se realizará de acuerdo con lo indicado en el Manual M·PRY·CAR·2·03, *Selección de la Ruta*, considerando lo siguiente:

i. Recopilación y análisis de información

Se recopilará y analizará toda la información a que se refiere la Fracción F.1. de la Norma N·PRY·CAR·2·01 *Ejecución de Proyecto Geométrico*

ii. Estudio de rutas

Se plasmarán en las cartas topográficas vectorizadas de la República Mexicana a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000) los diferentes ejes de las rutas que sean factibles de satisfacer los objetivos que previamente se establecieron y que integran adecuadamente la red a la que pertenecen, para atender la demanda del transporte, en términos de seguridad, economía y preservación del medio ambiente, tomando en consideración la información que se determine a partir de las cartas edafológicas, geológicas, hidrológicas, de uso del suelo y de imágenes satelitales, e identificando puntos de paso obligado, tales como cruces de ríos, puertos topográficos, poblaciones, desarrollos industriales o turísticos, entre otros. Para cada eje de ruta se deduce su perfil, a efecto de estimar sus costos de construcción y los costos de operación vehicular.

iii. Reconocimiento preliminar

Se efectuarán los trabajos de reconocimiento de las rutas, ya sean aéreos, terrestres o combinados, que permitan corroborar la información recopilada, así como recabar

las características geológicas, fisiográficas, hidrológicas, arqueológicas, ecológicas y de uso de suelo de las zonas en las que se localizará la carretera.

iv. Reconocimiento geológico - geotécnico

Se efectuarán los reconocimientos geológicos a que se refiere la Norma N·PRY·CAR·1·03·001, *Ejecución de Estudios Geológicos*, que indiquen la relación suelo-roca; las características generales y espesores probables de aluviones en los cruces de ríos o arroyos; las estructuras mayores como fallas; discordancias, estratificaciones y plegamientos; las zonas potencialmente inestables y las que muestren evidencias de falla; así como los sitios que por sus características geológicas puedan ser potenciales bancos de materiales o zonas de inestabilidad.

v. Identificación de los elementos de la carretera

Durante la etapa de selección de ruta se identificarán diversos elementos que formarán parte integral de la carretera, tales como intersecciones y cruces con otras vías de comunicación, puentes o estructuras similares, cruces peatonales o de ganado, túneles u otros elementos que requieren criterios especiales de diseño.

vi. Evaluación de alternativas y selección de ruta

La selección de ruta se realizará de acuerdo con el Manual M·PRY·CAR·2·03, *Selección de la Ruta*, evaluando los costos aproximados de construcción, operación, conservación, seguridad y ambiental que se identifiquen en cada una de las alternativas posibles y comparándolas con los beneficios probables que se deriven de ellas. Asimismo, se tendrán en cuenta los perjuicios ocasionados por la obra, a fin de considerarlos en la evaluación, es decir considerar el resultado del análisis de los impactos ambientales. Una vez establecidas las rutas probables, se compararán los costos anuales, tal como se establece en las Normas aplicables del Libro PLN. Planeación, referentes a la evaluación económica de proyectos, para seleccionar aquella que ofrezca el menor costo de transporte.

Los ejes de la ruta o las rutas que demuestren los mayores beneficios y que sean factibles de satisfacer los objetivos para atender la demanda del transporte, se plasmarán en las cartas topográficas vectorizadas de la República Mexicana a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000), que servirán de base para establecer las líneas de vuelo que permitan la toma de fotografías aéreas a escala uno a veinticinco mil (1: 25,000), como se indica en la Fracción E.1. de la Norma N·PRY·CAR·1·01·004, *Fotografías Aéreas para Estudios Fotogramétricos, y para la elaboración de la restitución Aero fotogramétrica escala uno a cinco mil (1: 5,000/5).*

F. ANTEPROYECTO A ESCALAS UNO A CINCO MIL (1: 5,000/5) Y UNO A DOS MIL (1: 2,000/2).

En la etapa de anteproyecto se determinará el eje de proyecto definitivo del camino de acuerdo con lo indicado en el Manual M·PRY·CAR·2·02/13 *Elementos Básicos de Proyecto Geométrico.*

En esta etapa se seleccionará, dentro de la ruta, la mejor alternativa de entre las viables, que cumpla con los requerimientos de proyecto, tanto en lo que se refiere a la geometría, como a las características topográficas, geológicas – geotécnicas, hidrológicas, entre otros, (con base en un estudio regional) que asegure las mejores condiciones de estabilidad, restricciones ambientales, arqueológicas, materiales disponibles, características del drenaje, accesibilidad de derecho de vía, entre otros.

i. Recopilación y análisis de información

Se recopilará y analizará toda la información a que se refiere la Fracción F.2. y F.3. de la Norma N·PRY·CAR·2·01, *Ejecución de Proyecto*

ii. Estudios geológicos de detalle

Se efectuarán los estudios geológicos de detalle a que se refiere la Norma N·PRY·CAR·1·03·001, *Ejecución de Estudios Geológicos*, que determinen las diferentes unidades geológicas y las ubicadas en la posición estructural que les corresponda, así como identificar estructuras mayores y estructuras menores; identificar y evaluar las zonas potencialmente inestables; determinar y evaluar en forma preliminar, la calidad y capacidad de los posibles bancos de material; y definir el modelo geológico del área estudiada y en su caso, proponer trabajos complementarios de mayor detalle para detectar sitios alternos de bancos de materiales o la estabilidad de las excavaciones en cortes o apoyos de terraplenes.

iii. Estudio de Anteproyecto a escala uno a cinco mil (1: 5,000/5).

En las plantas topográficas del Anteproyecto escala uno a cinco mil (1: 5,000/5) y en sus correspondientes perfiles de los ejes del Anteproyecto a que se refiere el Inciso F.2.2 de la Norma N·PRY·CAR·2·01, *Ejecución de Proyecto*, se llevará a cabo el estudio de alternativas para seleccionar el eje preliminar de la carretera que demuestre los mayores beneficios evaluados mediante el menor costo de transporte. Se determinarán los sitios en donde se requerirán obras de drenaje menor, puentes, viaductos y túneles que puedan implicar ventajas de una alternativa contra las otras. Se determinarán los elementos de los alineamientos horizontal y vertical, así como las secciones transversales, con las características que se indican en el Manual M·PRY·CAR·2·02, *Elementos de Proyecto Geométrico*, y con la precisión suficiente para estimar volúmenes de obra, características preliminares de drenaje, análisis inicial de consistencia y diseño conceptual de intersecciones, lo que permitirá seleccionar la mejor opción de entre las analizadas.

De acuerdo con la clasificación que haya sido definida por el Plan Maestro de Desarrollo de la Carretera, se seleccionarán sus especificaciones de proyecto que se indican en el Manual M·PRY·CAR·2·02, *Elementos Básicos de Proyecto Geométrico*, para los alineamientos horizontal y vertical.

1. Estudio de las características del alineamiento horizontal

Con base en el eje de la ruta seleccionada en la etapa de selección de ruta, se elaborará el anteproyecto a escala uno a cinco mil (1: 5,000/5) del alineamiento horizontal a lo largo del tramo, mediante el estudio y análisis de diferentes alternativas, seleccionando la que demuestre mayores beneficios.

En esta fase se definirán las características del alineamiento horizontal del eje de anteproyecto uno a cinco mil (1: 5,000) de la carretera, precisándolo mediante sus puntos característicos, tales como puntos de inflexión (PI) y puntos sobre tangentes (PST) y características de las curvas horizontales, tales como grado y radio de curvatura, así como los kilometrajes, longitudes y azimuts de las tangentes.

2. Estudio del alineamiento vertical

Con base en las alternativas de alineamiento horizontal, se deducirán los perfiles que permitirán al proyectista analizarlas para determinar la más conveniente y seleccionar la rasante preliminar de la carretera.

En esta fase se definirán las características del alineamiento vertical del eje de anteproyecto uno a cinco mil (1: 5,000/5) de la carretera, precisándola mediante sus puntos característicos, tales como puntos de inflexión vertical (PIV), longitudes de curvas verticales, así como longitudes y pendientes de las tangentes verticales. Se propondrán los criterios generales que permitan definir las condiciones requeridas para cruzar los escurrimientos superficiales de las aguas pluviales, según lo recomiende el estudio de drenaje correspondiente. En combinación con el estudio del alineamiento horizontal y de las secciones transversales, se determinarán los sitios donde se requerirán obras de drenaje menor, puentes, viaductos y túneles.

3. Estudio de las secciones transversales

Con base en las alternativas de alineamientos horizontal y vertical, de acuerdo con la sección del camino definida por el Plan Maestro de Desarrollo de la Carretera, se estudiarán las secciones transversales del camino, deducidas a partir de las plantas topográficas del anteproyecto a escala uno a cinco mil (1: 5,000/5), que determinen la necesidad de construir obras de contención de terracerías o viaductos.

iv. Evaluación de alternativas y selección del eje de anteproyecto a escala uno a cinco mil (1: 5,000/5).

La selección del eje de anteproyecto a escala uno a cinco mil (1: 5,000/5) se realizará evaluando los costos aproximados de construcción, operación, conservación, seguridad y ambiental que se identifican en el Manual M·PRY·CAR·2·03, *Selección de Ruta*, de cada una de las alternativas posibles y comparándolos con los beneficios probables que se deriven de ellas. Asimismo, se tendrán en cuenta los perjuicios ocasionados por la obra, a fin de considerarlos en la evaluación, es decir considerar el resultado del análisis de los impactos ambientales. Una vez establecidas las rutas probables, se compararán los costos anuales, tal como se establece en las Normas aplicables del Libro PLN. Planeación, referentes a la evaluación económica de proyectos seleccionando aquella que ofrezca los mayores beneficios en relación con los costos, es decir, el menor costo de transporte.

El eje de anteproyecto escala uno a cinco mil (1: 5,000/5) que demuestre los mayores beneficios y que sean factibles de satisfacer los objetivos para atender la demanda del transporte, se plasmarán en las cartas topográficas vectorizadas de la República Mexicana a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000), que servirán de base para establecer las líneas de vuelo que permitan la toma de fotografías aéreas a escala uno a diez mil (1: 10,000), como se indica en la Fracción E.1. de la Norma N·PRY·CAR·1·01·004, *Fotografías Aéreas para Estudios Fotogramétricos*, y que servirán de base para la elaboración de la restitución Aero fotogramétrica escala uno a dos mil (1: 2,000/2) y para los trabajos de control terrestre que se indica en la Cláusula H de esa Norma.

v. Estudio de alternativas de anteproyecto a escala uno a dos mil (1: 2,000/2)

En las plantas topográficas de anteproyecto de la carretera, escala uno a dos mil (1: 2,000/2) y en sus correspondientes perfiles de los ejes de anteproyecto a que se refiere el Inciso F.4.1. de la Norma N·PRY·CAR·2·01, *Ejecución de Proyecto*, se llevará a cabo el estudio de alternativas locales para seleccionar el eje definitivo del camino que demuestre los mayores beneficios evaluados mediante el menor costo de transporte. Se determinarán los sitios donde se requerirán obras de drenaje menor, puentes, viaductos y túneles que puedan implicar ventajas de una alternativa contra las otras. Se determinarán los elementos de los alineamientos horizontal y vertical así como las secciones transversales, con las características que se indican en el Manual M·PRY·CAR·2·02, *Elementos Básicos de Proyecto Geométrico*, y geotécnico con la precisión suficiente para estimar volúmenes de obra, características preliminares de drenaje, inclinación de taludes, análisis inicial de consistencia y diseño conceptual de intersecciones, lo que permite seleccionar la mejor opción de entre las analizadas.

De acuerdo con la clasificación que haya sido definida por el Plan Maestro de Desarrollo de la Carretera, se seleccionarán sus especificaciones de proyecto que se indican en el Manual M·PRY·CAR·2·02, *Elementos de Proyecto Geométrico*, para los alineamientos horizontal y vertical.

1. Estudio de las características del alineamiento horizontal a escala uno a dos mil (1: 2,000/2)

Con base en el anteproyecto a escala uno a cinco mil 1: 5,000/5 seleccionando se elaborará el anteproyecto a escala uno a dos mil (1: 2,000/2) a lo largo del tramo, mediante el estudio y análisis de diferentes alternativas, seleccionando la que demuestre mayores beneficios.

En esta fase se definirán las características del alineamiento horizontal del eje definitivo de la carretera, precisándolo mediante sus puntos característicos, tales como puntos de inflexión (PI), de principio de espiral (TE), de principio de curva circular (PC o EC), de término de curva circular (PT o CE) y de término de espiral (ET), así como los puntos sobre tangente (PST), sobre sub tangente (PSST o PSTe), sobre espiral (PSE) y sobre curva (PSC) que identifican secciones especiales, las longitudes y azimuts de las tangentes, y los datos de las curvas horizontales, circulares y con espirales.

2. Estudio de las características del alineamiento vertical a escala uno a dos mil (1: 2,000/2)

Con base en las alternativas de alineamiento horizontal, se deducirán los perfiles que permitirán al proyectista analizarlas para determinar la más conveniente y seleccionar el eje definitivo de la carretera.

En esta fase se definirán las características preliminares del alineamiento vertical del eje definitivo de la carretera, precisándola mediante sus puntos característicos, tales como punto de principio de curva vertical (PCV), de inflexión vertical (PIV) y de principio de tangente vertical (PTV), longitudes de curvas verticales, así como longitudes y pendientes de las tangentes verticales. Se propondrán los criterios generales que permitan definir las condiciones requeridas para la estabilidad de las terracerías y para cruzar los escurrimientos superficiales de las aguas pluviales, según lo recomiende el estudio de drenaje correspondiente. En combinación con el estudio del alineamiento horizontal y de

las secciones transversales, se determinarán los sitios donde se requerirán obras de drenaje menor, puentes, viaductos y túneles.

3. Estudio de las secciones transversales

Con base en las alternativas de los alineamientos horizontal y vertical y de acuerdo con la sección del camino definida por el Plan Maestro de Desarrollo de la Carretera, se estudiarán las secciones transversales del camino, deducidas a partir del perfil del eje de anteproyecto ubicado en las plantas topográficas a escala uno a dos mil (1: 2,000/2), que determinen la necesidad de construir obras de contención de terracerías o de estabilidad de taludes, o en su caso viaductos, así como evaluar las necesidades de adquisición de derecho de vía más allá de la franja establecida para ese fin.

vi. Evaluación de alternativas de anteproyecto a escala uno a dos mil (1: 2,000/2) y selección del eje definitivo

La selección del eje definitivo se realizará evaluando los costos aproximados de construcción, operación, conservación, seguridad y ambiental que se identifican en el Manual M·PRY·CAR·2·01, *Principios Generales*, de cada una de las alternativas posibles y comparándolos con los beneficios probables que se deriven de ellas. Asimismo, se tendrán en cuenta los perjuicios ocasionados por la obra, a fin de considerarlos en la evaluación, es decir considerar el resultado del análisis de los impactos ambientales. Una vez establecidas las rutas probables, se compararán los costos anuales, tal como se establece en las Normas aplicables del Libro PLN Planeación, referentes a la evaluación económica de proyectos seleccionando aquella que ofrezca los mayores beneficios en relación con los costos, es decir, el menor costo de transporte.

El eje definitivo que demuestre los mayores beneficios y que sean factibles de satisfacer los objetivos para atender la demanda del transporte, se plasmarán en las cartas topográficas vectorizadas de la República Mexicana a escala uno a cincuenta mil (1: 50,000).

vii. Estudios topográficos para proyecto definitivo de la carretera

El eje de anteproyecto a escala uno a dos mil (1: 2,000/2) definitivo seleccionado, servirá de base para la obtención de la información topográfica de campo necesaria para llevar a cabo el proyecto geométrico y de terracerías de la carretera (proyecto definitivo), la cual se ejecutará como se indica en la Fracción E.3. de la Norma N·PRY·CAR·1·01·001, *Ejecución de Estudios Topográficos y Aerofotogramétricos para Carreteras*.

G. PROYECTO EJECUTIVO

Con base en el eje de anteproyecto a escala uno a dos mil (1: 2,000/2) ejecutivo seleccionado, en los estudios de alineamientos horizontal, vertical y de las secciones transversales, así como el resultado de los estudios topográficos para proyecto definitivo de la carretera y considerando toda la información a que se refiere la Cláusula F de la Norma N·PRY·CAR·1·01·001, se elaborará el proyecto mediante la ejecución de la ingeniería de detalle necesaria para determinar las características, dimensiones y ordenamiento de los elementos de la carretera es decir, de sus alineamientos horizontal y vertical, así como las secciones transversales de construcción, tomando en consideración lo siguiente:

i. Cálculo del alineamiento horizontal

En base a las características del alineamiento horizontal definidas en el párrafo G.2.5.1. de esta Norma, se efectuará el cálculo de los kilometrajes y coordenadas de todos los puntos característicos del eje definitivo de la carretera tales como puntos de inflexión (PI), de principio de espiral (TE), de principio de curva circular (PC o EC), de término de curva circular (PT o CE) y de término de espiral (ET), así como los puntos sobre tangente (PST), sobre sub tangente (PSST o PSTe), sobre espiral (PSE) y sobre curva (PSC) que identifican secciones especiales, las longitudes y azimuts de las tangentes, así como los datos de las curvas horizontales, circulares y con espirales.

ii. Cálculo del alineamiento vertical

Se efectuará el cálculo de los kilometrajes y elevaciones de todos los puntos característicos del alineamiento vertical del eje definitivo de la carretera, tales como punto de principio de curva vertical (PCV), de inflexión vertical (PIV) y de principio de tangente vertical (PTV), longitudes de curvas verticales, así como longitudes y pendientes de las tangentes verticales.

El cálculo del alineamiento vertical considerará las elevaciones mínimas motivadas por: obras menores de drenaje; puentes; zonas de inundación; cruces con otras vías de comunicación, así como del proyecto de terracerías que minimice el costo de construcción.

iii. Cálculo de las secciones transversales de construcción

De acuerdo con las características que se indican en el Manual M·PRY·CAR·2·02, *Elementos de Proyecto Geométrico*, se considerará lo establecido en el proyecto para las sobreelevaciones y ampliaciones en curvas del alineamiento horizontal, así como sus taludes.

iv. Informes, Memorias y Planos

1. Informes mensuales

Los informes mensuales se elaborarán de acuerdo con lo indicado en la Fracción E.1. de la Norma N·LEG·2, *Ejecución de Estudios, Proyectos*, Consultorías y Asesorías, y el informe final de cierre conforme a lo establecido en la Fracción E.2. de dicha Norma.

2. Memoria Ejecutiva

La memoria ejecutiva describirá en forma breve las características relevantes del proyecto, sus antecedentes y sus objetivos, así como las metodologías empleadas en los estudios y en los cálculos realizados en el proyecto. Incluye también un resumen de las alternativas estudiadas y de las razones que motivaron la selección de la alternativa proyectada. Concluye con un presupuesto aproximado de la obra y con recomendaciones para su ejecución, considerando las dificultades más importantes que puedan preverse.

Además, incluirá los aspectos relacionados con la calidad de materiales, lineamientos constructivos, características de acabado, tolerancias y consideraciones especiales para la conservación de la carretera.

3. Memoria de cálculo

La memoria de cálculo incluirá el análisis y diseño de todos los elementos básicos de proyecto.

Estos cálculos se presentarán en forma ordenada, en papel membretado del Contratista de Servicios, en el caso de proyectos realizados por contrato. Todas las hojas serán foliadas, con el nombre y designación del elemento al cual se refieren y firmadas por los técnicos responsables. Los cálculos acompañados de textos, glosas o comentarios en los que se indique la metodología seguida para el análisis y diseño; se señale qué objetivos se buscan en cada paso y se comenten los resultados obtenidos. Los cálculos incluirán croquis suficientemente claros y explícitos, preferentemente trazados por computadora. Todos estos lineamientos tienen por objeto facilitar la revisión de los cálculos, así como las ulteriores consultas que pudieran requerirse durante la construcción o la operación de la carretera.

En el caso de que se realicen cálculos con el auxilio de un programa de cómputo, se incluirá en la glosa el nombre del programa y el número de su versión. Los resultados de un análisis automático por computadora se presentarán en forma resumida, incluyendo únicamente los más relevantes y trascendentes para el diseño.

En el diseño geométrico de los elementos, se indicará la Norma específica en que se apoya el proyectista. Cuando se recurre a Normas ajenas a las de la Secretaría, se incluirá una copia completa de la Norma de referencia. La aplicación de estas Normas requiere la aprobación de la Secretaría.

La precisión de los cálculos matemáticos no será mayor que la que afecta a la tercera cifra significativa de cada número y la de las cubicaciones será congruente con lo que se indica en la Cláusula E. de la Norma N·LEG·3, *Ejecución de Obras*, para cada concepto de obra.

4. Planos

Se presentarán los siguientes planos para la expresión del proyecto geométrico de carreteras:

Si así lo indica la Secretaría o se establece en los Términos de Referencia, las plantas topográficas de las rutas y las plantas topográficas con los ejes preliminares y definitivos seleccionados en la etapa de anteproyecto y proyecto definitivo, así como sus correspondientes perfiles de los ejes preliminares y definitivos con sus alineamientos verticales, como se indican en la Norma N·PRY·1·01·006, *Presentación de Estudios Topográficos y Aerofotogramétricos para Carreteras*.

Los Planos de KM como se indican en la Norma N·PRY·1·01·006, *Presentación de Estudios Topográficos y Aerofotogramétricos para Carreteras*, en los que se incluyan, el alineamiento horizontal de la carretera y los perfiles de los ejes definitivos de la carretera, en el que se plasme el proyecto del alineamiento vertical y el proyecto de terracerías (curva masa), así como la información que

determine el proyectista para expresar los datos del proyecto geométrico y de terracerías.

5. Catálogo de conceptos y cantidades de obra

A menos que los Términos de Referencia indiquen lo contrario, el proyecto constructivo incluirá la elaboración del catálogo de conceptos y la cuantificación de las cantidades de obra.

Los conceptos se desglosarán de acuerdo con lo indicado en las Normas aplicables de la Parte 1. Conceptos de Obra, del Libro CTR. Construcción, del Tema CAR. Carreteras, y las cantidades se cubicarán en las unidades de pago y con la aproximación que señalen las mismas Normas. Para efectos de medición y pago, en cada rubro del catálogo se señalará la designación de la Norma que es aplicable.

6. Especificaciones de construcción

Si en el proyecto se incluyen conceptos que no estén contenidos en la Normativa SCT o si previa aprobación del Coordinador del Proyecto, el proyectista desee aplicar una Norma distinta a la de la Secretaría, el proyecto incluirá las especificaciones de construcción correspondientes.

La especificación de construcción describirá detalladamente las características del producto deseado o de la técnica de construcción requerida o de los equipos y herramientas por aplicar; hará referencia a las Normas en que se apoyan las acciones estipuladas; indicará los procedimientos de muestreo y de prueba, las tolerancias y fijará los criterios de aceptación. La especificación de construcción incluirá también los criterios relativos a medición y pago, así como los relativos a deducciones y bonificaciones.

La especificación de construcción establecerá, además, las Normas de calidad que definan las características de los materiales, solos y mezclados, que se utilizarán en la ejecución del concepto.

En todo caso, las especificaciones de construcción se integrarán al proyecto en la Memoria de Cálculo que se indica en el Párrafo G.3.4.3. de esta Norma, como documentos anexos al Catálogo de Conceptos y Cantidades de Obra que se indica en el Párrafo G.3.4.5. de esta Norma.

H. BIBLIOGRAFÍA

- Especificaciones Generales para Proyecto Geométrico, Primera Parte: Caminos; Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP), 1958.
- Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras; Secretaría de Obras Públicas (SOP), México, 1971.
- Normas de Servicios Técnicos, Proyecto Geométrico de Carreteras; Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México, 1984.
- El Sector Carretero en México: La Red Nacional de Carreteras; Dirección General de Desarrollo Carretero, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México, 2009.
- Road Safety Manual, World Road Association (PIARC), 2003; Manual de Seguridad de Carreteras, SCT, México, 2011.
- Highway Safety Manual, American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO), Washington DC, 2010.
- A Policy on Geometric Design of Highways and Streets; American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington DC, 2011 y 2013.
- Norma 3.1-C Trazado, Instrucción de carreteras; Boletín Oficial del Estado, número 28, 2 de febrero de 2000; Ministerio de Fomento; Madrid, España.
- Magallanes N R, Operación de vehículos en pendientes, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Informe Serie azul N° 413, México, 1978.
- Mendoza D A, Quintero P F, Mayoral G E; Algunas consideraciones de seguridad para el proyecto geométrico de carreteras; Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 217; Sanfandila, Qro. 2002.
- Richtlinien die Anlage von Straβen, Teil: Linienführung, RAS-L, Forschungsgesellschaft für strassen - und verkehrswesen. Arbeitsgruppe Strassenentwurf, 1995.
- Richtlinien die Anlage von Straβen, Teil: Querschnitte, RAS-Q 96, Forschungsgesellschaft für strassen- und verkehrswesen, Arbeitsgruppe Strassenentwurf, 1996.
- Traffic Engineering Handbook 4th ed, Institute of Transportation Engineers, Pline JL (editor), PrenticeHall, Englewood, 1992.
- Roberto Magallanes N, Roberto Magallanes G, Bases para establecer normas óptimas para el proyecto geométrico de carreteras; Instituto de Ingeniería de la UNAM, Informe N° 7107; Proyecto UNAM-DGAPA-IN 501195; México DF, 2008.
- Geometric Design Guide for Canadian Roads-Part I; Transportation Association of Canada, Otawa, Canada, 2007.

SCT

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO VI

PROYECTO DE LA SUBRASANTE

CAPÍTULO VI

PROYECTO DE LA SUBRASANTE

A. CONTENIDO

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.

B. PROYECTO DE LA SUBRASANTE

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.

B.1.1. 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 a 25°.

Montañoso: es aquel que presenta pendientes transversales mayores a 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 contrapendientes, 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 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 esviaje, la altura de la obra hasta su

coronamiento, el ancho de la semicorona, 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:

- Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Sobreelevación de las aguas ocasionadas por el estrechamiento que origina el puente en el cauce.
- Espacio libre vertical para dar paso a cuerpos flotantes.
- 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 o desperdicio.

P_C = Precio de la compactación en el terraplén del material producto de corte.

AL = Acarreo libre del material, cuyo costo es incluido en el precio de la excavación.

Pp = costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.

P_{SA} = Precio unitario de sobreacarreo del material de corte.

Como se verá en el inciso movimiento de terracerías, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio de diagrama de masas.

B.1.2. 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 sobreelevación 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.

B.1.3. 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 formarán las terracerías; Figura VI.1 y 2

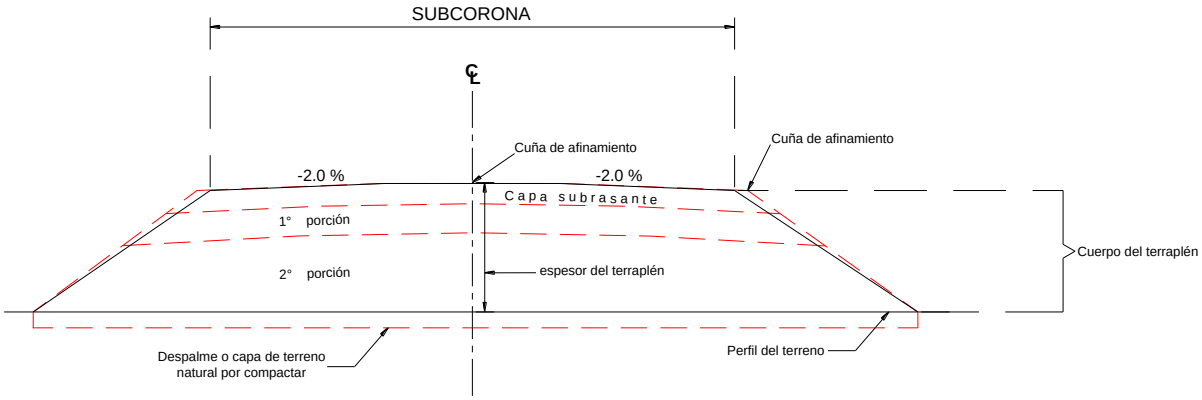


FIGURA VI.1 SECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN DE UN TERRAPLÉN EN TANGENTE

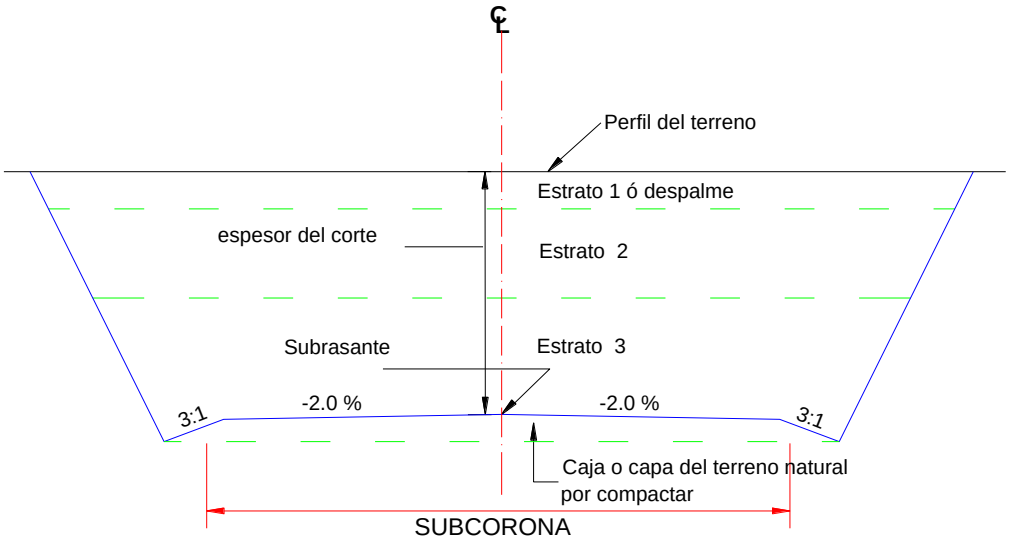


FIGURA VI.2 SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

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.- Despalme: 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 despalmes 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 Figura VI.3

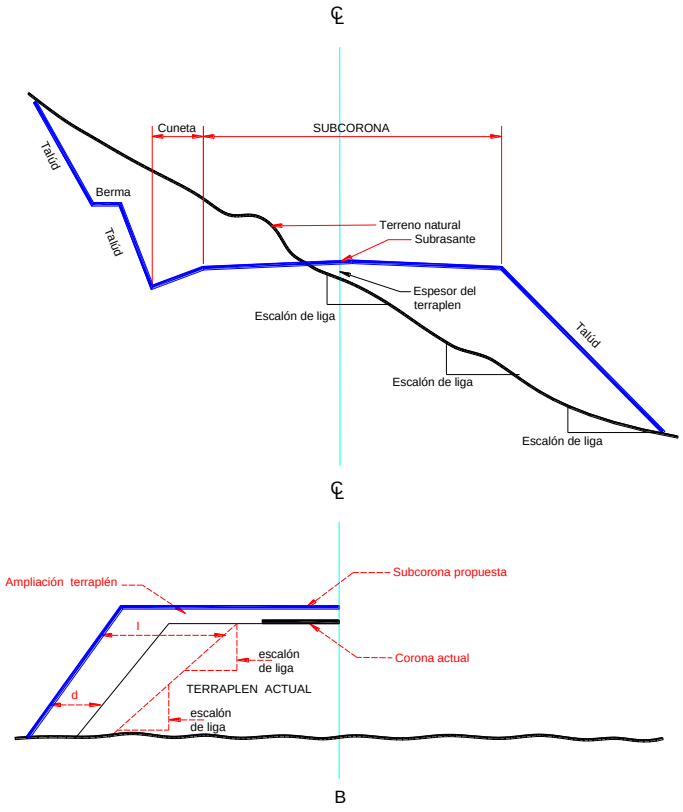


FIGURA VI.3 ESCALÓN DE LIGA

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 dé, Figura VI.1.

16.- Capa Subrasante: Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30 cm 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 VI.4); 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:

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.

Las porciones 2 y 3 representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.

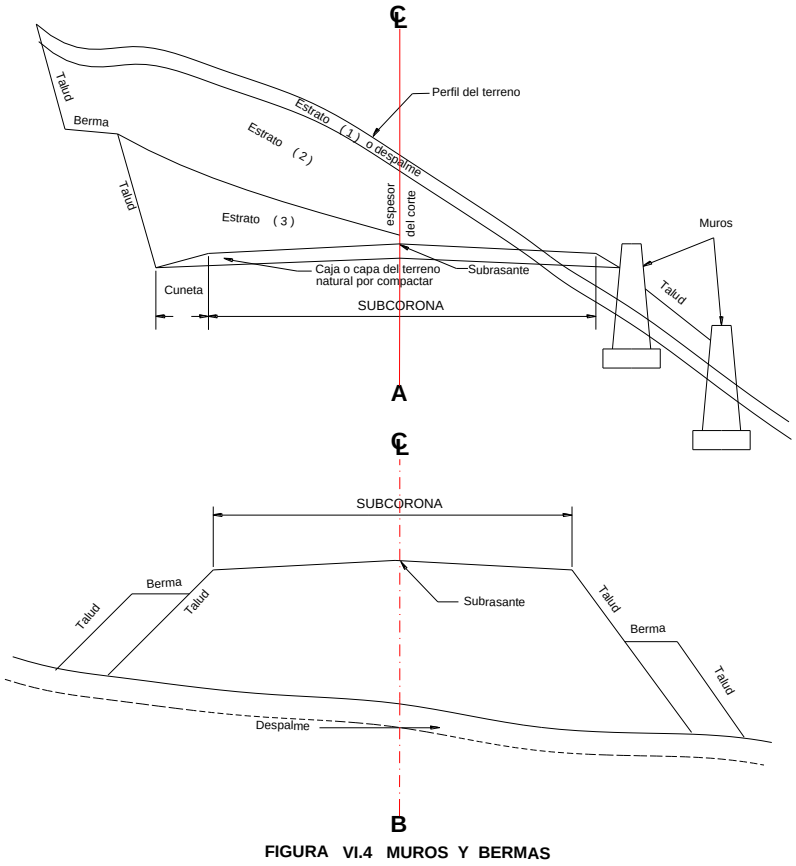


FIGURA VI.4 MUROS Y BERMAS

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.

B.1.4. 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 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 cartesiano.

En la **Figura VI.5** 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:

$$A=\frac{1}{2}\left| \begin{matrix} y1\ y2\ y3 \ldots y_n\ y1 \\ x1\ x2\ x3 \ldots x_n\ x1 \end{matrix} \right|$$

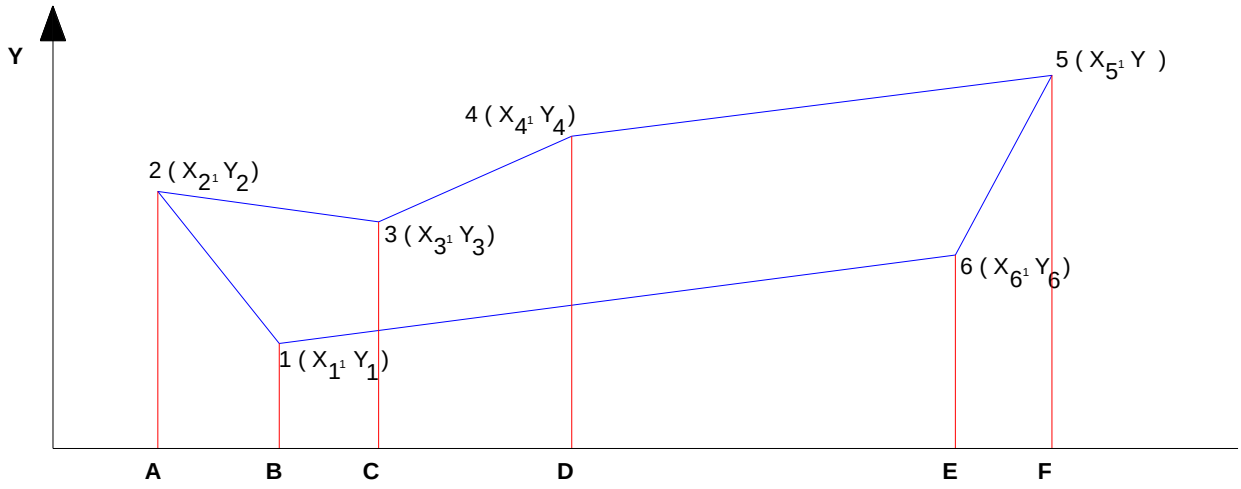


FIGURA VI.5 DETERMINACIÓN DE AREAS, METODO ANALITICO

B.1.5. 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, Figura VI.6

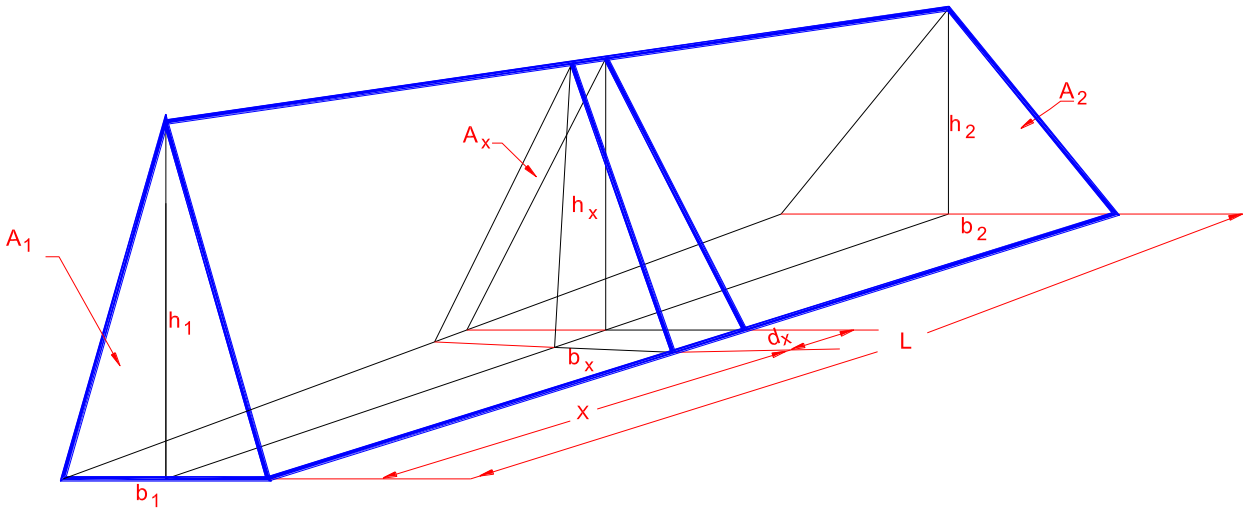


FIGURA VI.6 VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

La siguiente fórmula 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.

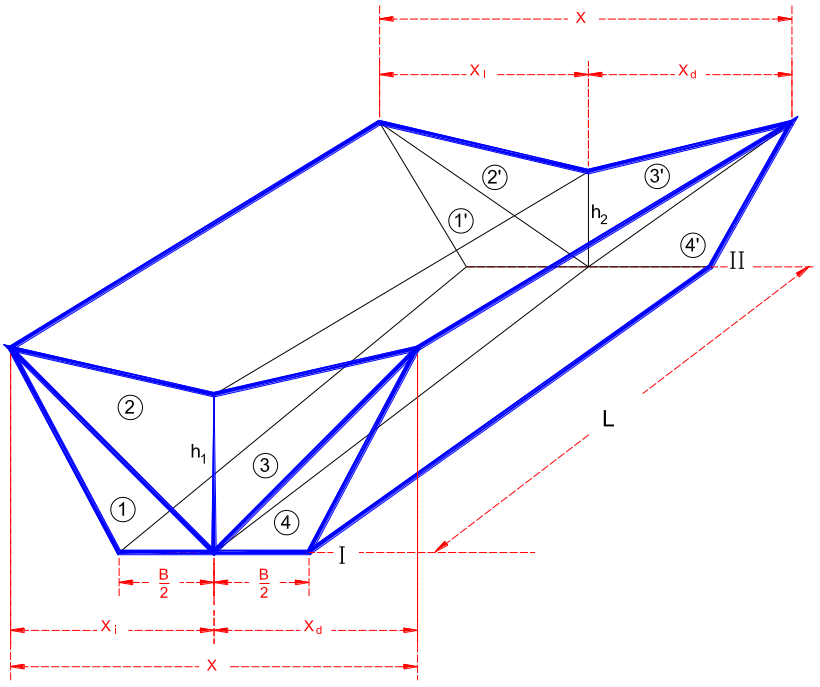


FIGURA VI.7 DESCOMPOSICIÓN DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

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 cálculo exacto del volumen es muy complejo, sin embargo, con la ayuda de las computadoras esta se torna en un cálculo sencillo.

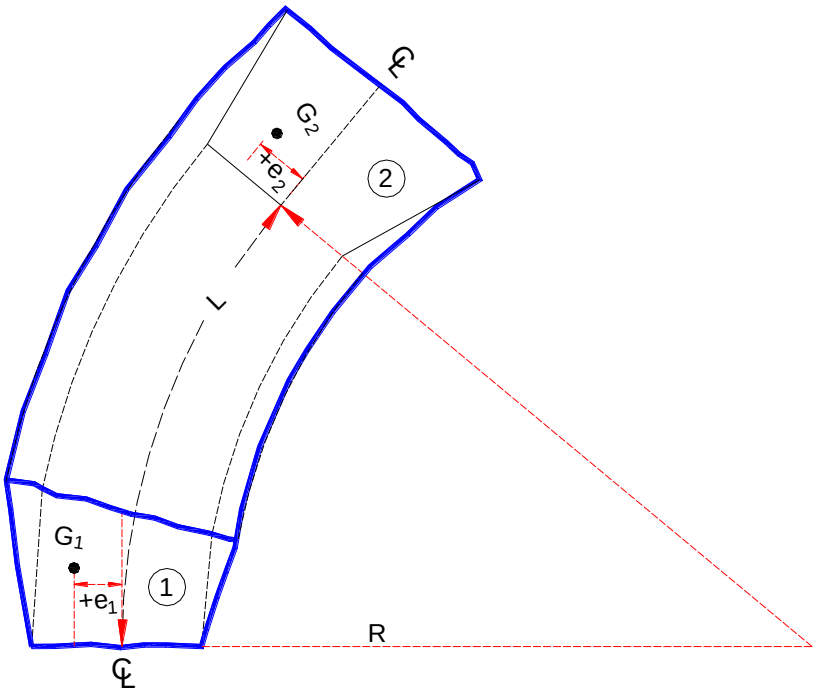


FIGURA VI.8

B.1.6. Coeficiente de Variabilidad Volumétrica.

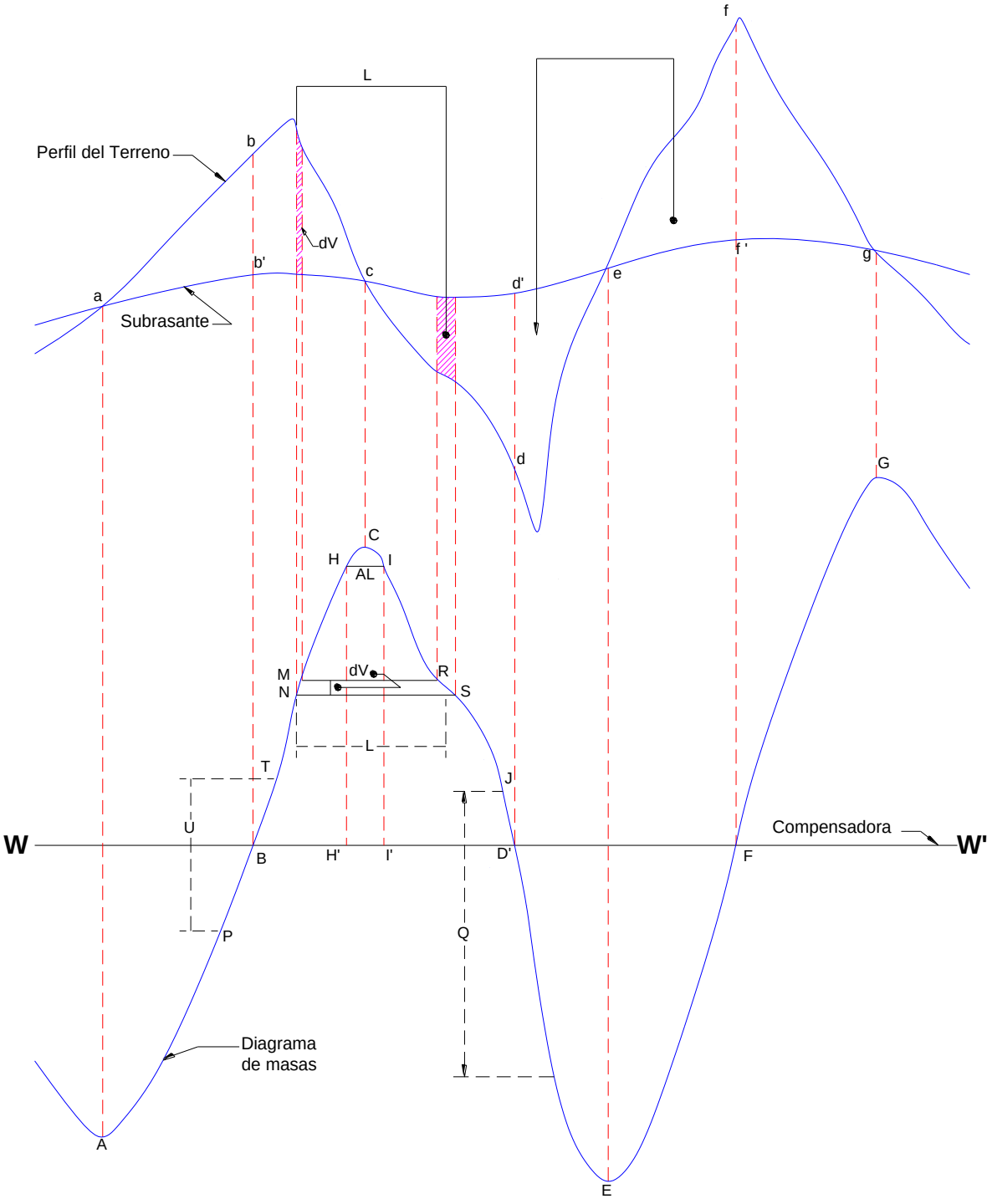
El material, ya sea de corte o de préstamo, empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes de los movimientos de tierra 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.


f
L
Perfil del Terreno
b
dV
b'
c
d'
e
f '
g
a
Subrasante
d
G
C
H
I
AL
M
N
dV
R
S
L
T
J
U
W
Compensadora
W'
B
H'
I'
D'
F
P
Q
Diagrama
de masas
A
E

B.1.7. 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.

B.1.7.1 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 VI.9** se representa el diagrama de masas **ABCDEFG** 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 VI.9 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 VI.9 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 VI.9, 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 VI.9 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. **Préstamos 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 e 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 bandeado.

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 en 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 acabo 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 VI.11 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:

$$P_t = \frac{Q}{\textit{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_C = \frac{U}{\textit{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

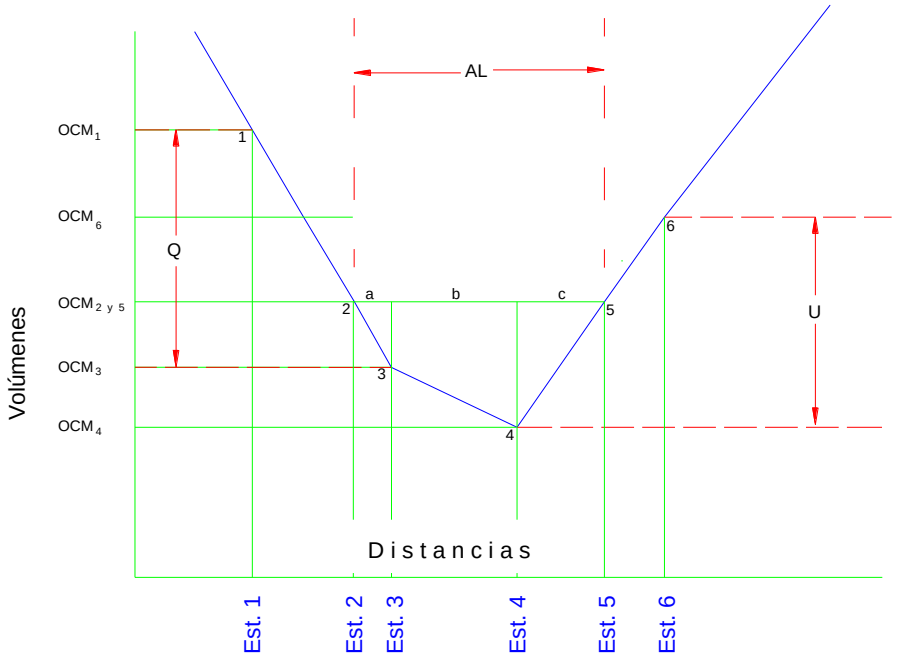


FIGURA VI.11 Acarreo libre

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:

$$\mathbf{OCM_2 = OCM_5}$$

Como:

$$\mathbf{OCM_2 = OCM_3 - aP_t}$$

$$\mathbf{OCM_5 = OCM_4 + Cp_c}$$

Se tiene que:

$$\mathbf{OCM_3 - aP_t = OCM_4 + Cp_c}$$

En esta estación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos **a** y **c.**

Pero como:

$$\mathbf{AL = a + b + c} \qquad \text{y}$$

$$\mathbf{c = AL – (a + b)}$$

En donde **b** es conocido, por ser la distancia entre las estaciones **3** y **4**.

Substituyendo el valor de c, se tiene:

$$\mathbf{OCM_3 - aP_t = OCM_4 + [AL – (a + b)]}$$

$$\mathbf{OCM_3 - OCM4 - P_C\,(AL – b) = a\,(P_t - P_c)}$$

$$\frac{\mathbf{OCM_3 - OCM4 - P_C\,(AL – b)}}{\mathbf{P_t - P_c}} = \mathbf{a}$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$\mathbf{Est2 = Est3 – a}$$

$$\mathbf{Est5 = Est4 + c}$$

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 VI.12** 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.

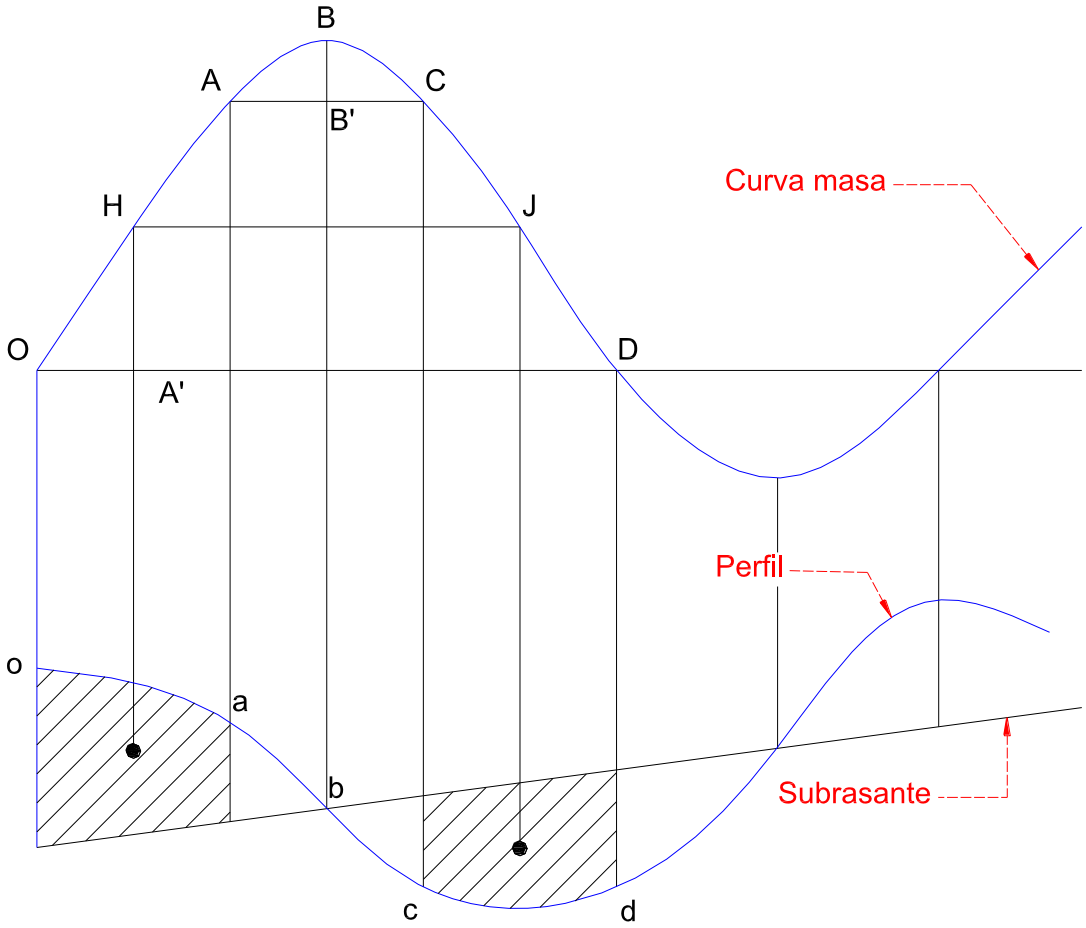


FIGURA VI.12 Distancia media de sobreacarreo

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 línea compensadora general.

Es conveniente obtener una sola línea 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 VI.13** 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'**.

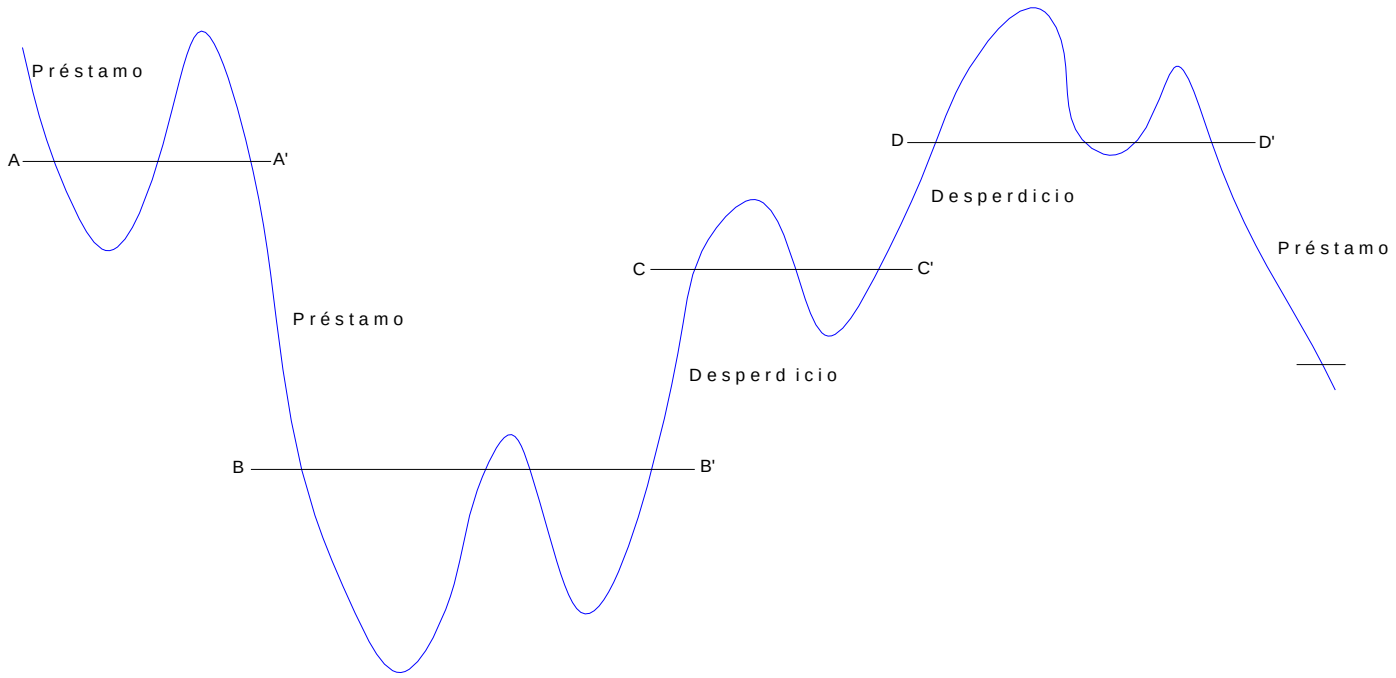


FIGURA VI.13 Prestamos y desperdicios

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 línea compensadora general; en la Figura VI.13 la compensadora puede quedar ubicada entre prestamos 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.

A1, A2, A3, A4…,. Son las áreas contenidas entre el diagrama y la línea compensadora general, que representan los montos del acarreo.

C1, C3, C5…,. Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se presentan por **Cnon**

C2, C4, C6…,. 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 acarreos medidos en, $\mathbf{m^3\ \alpha}$, pues sus distancias se miden en unidades **α**.

$B. Es el precio unitario de los acarreos medidos en, $\mathbf{m^3\ \beta}$, pues sus distancias se miden en unidades **β**.

$C. Es el precio unitario de los acarreos medidos en, $\mathbf{m^3}\ \gamma$, 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 VI.14,** que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general **AA'**, limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las $\mathbf{d_1, d_2, d_3 \ldots d_{10}}$

Si esa línea 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 $\mathbf{d_1}$, 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 compensadora, bastará multiplicar los valores parciales anteriores por el precio unitario de cada préstamo y de cada sobre acarreo, quedando en la forma siguiente:

$$dC = \frac{dV}{Cat}\,Pat - \frac{dV\,(d_1 - AL)}{C_1}\$B + \frac{dV\,(d_2 - AL)}{C_2}\$C - \frac{dV\,(d_3 - AL)}{C_3}\$B + \frac{dV\,(d_4 - AL)}{C_4}\$A - \frac{dV\,(d_5 - AL)}{C_5}\$B + \frac{dV(d_6 - AL)}{C_6}\$A - \frac{dV\,(d_7 - AL)}{C_7}\$C + \frac{dV\,(d_8 - AL)}{C_8}\$B - \frac{dV\,(d_9 - AL)}{C_9}\$C + \frac{dV\,(d_{10} - AL)}{C_{10}}\$B - \frac{dV}{Cad}\,Pad$$

Dividiendo esta ecuación entre **dV** y sacando como factores comunes a **%A, %B, %C,** se tendrá:

$$\frac{dC}{dV} = \frac{Pat}{Cat} + \$A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right] - \$B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right] + \$C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right] - \frac{Pad}{Cad}$$

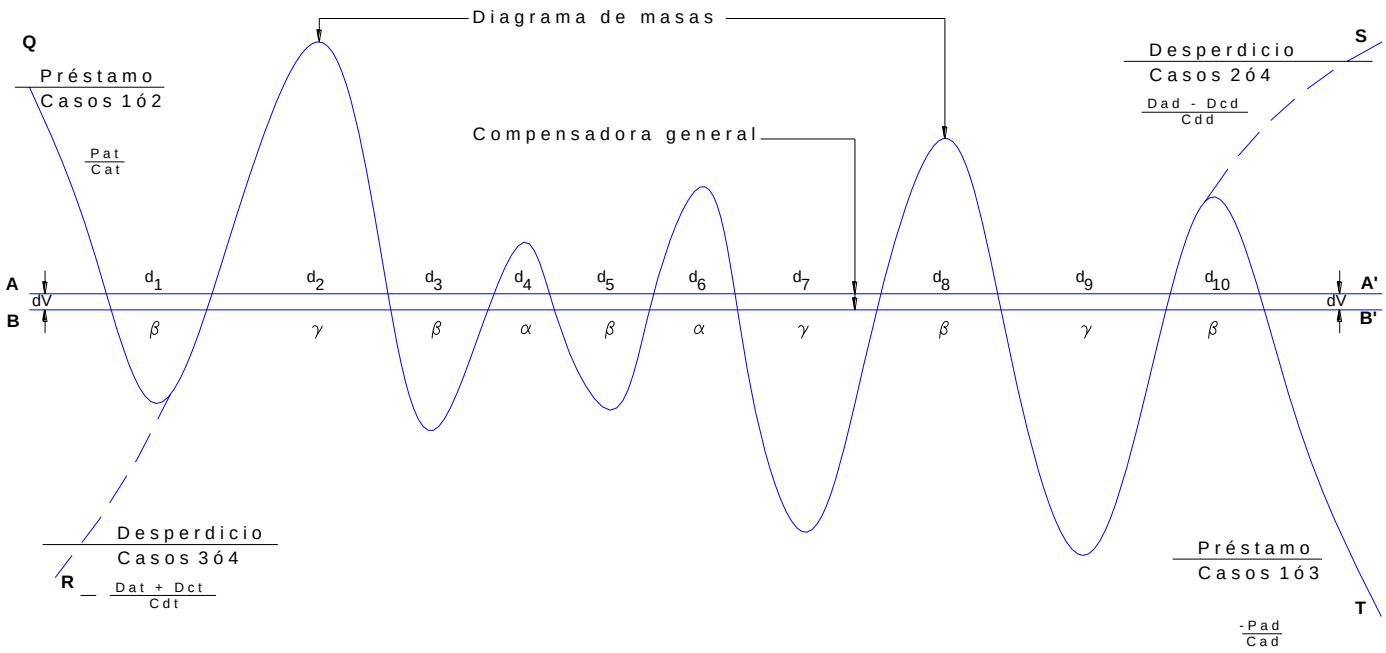
Para que este costo se mínimo, que es la condición que se busca, es necesario que la relación $\frac{dC}{dV}$ del primer miembro sea igual a cero. Por tanto, haciendo operaciones, reduciendo y pasándola primer miembro los valores de los préstamos de atrás y de adelante, se tendrá:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right] + \$B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right] - \$C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right]$$

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 pertenecen a movimientos hacia delante; por tanto, la ecuación anterior puede escribirse en la forma general siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A\left[\Sigma\frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right] + \$B\left[\frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right] + \$C\left[\Sigma\frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right]$$

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 VI.14 Posición económica de la compensadora

2.- Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio.

En la misma Figura VI.14 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:

$$\frac{Pat}{Cat} + \frac{Dad-Dcd}{Cdd} = \$A\left[\Sigma\frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right] + \$B\left[\frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right] + \$C\left[\Sigma\frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right]$$

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:

$$-\frac{Dat}{Cdt}-\frac{Pad}{Cad}+\frac{Dct}{Cdt} = \$A\left[\Sigma\frac{D_{non}-AL}{C_{non}}-\Sigma\frac{D_{par}-AL}{C_{par}}\right]+\$B\left[\frac{D_{non}-AL}{C_{non}}-\Sigma\frac{D_{par}-AL}{C_{par}}\right]+\$C\left[\Sigma\frac{D_{non}-AL}{C_{non}}-\Sigma\frac{D_{par}-AL}{C_{par}}\right]$$

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:

$$\frac{Dad-Dcd}{Cdd}-\frac{Dat-Dct}{Cdt} = \$A\left[\Sigma\frac{D_{non}-AL}{C_{non}}-\Sigma\frac{D_{par}-AL}{C_{par}}\right]+\$B\left[\frac{D_{non}-AL}{C_{non}}-\Sigma\frac{D_{par}-AL}{C_{par}}\right]+\$C\left[\Sigma\frac{D_{non}-AL}{C_{non}}-\Sigma\frac{D_{par}-AL}{C_{par}}\right]$$

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 VI.15** que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200m 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 préstamos.

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^3 estación	Un decimal	0.2
De 120 a 520 metros	m^3 hm		0.5
Mayor de 520 metros	m^3 hm		3.3

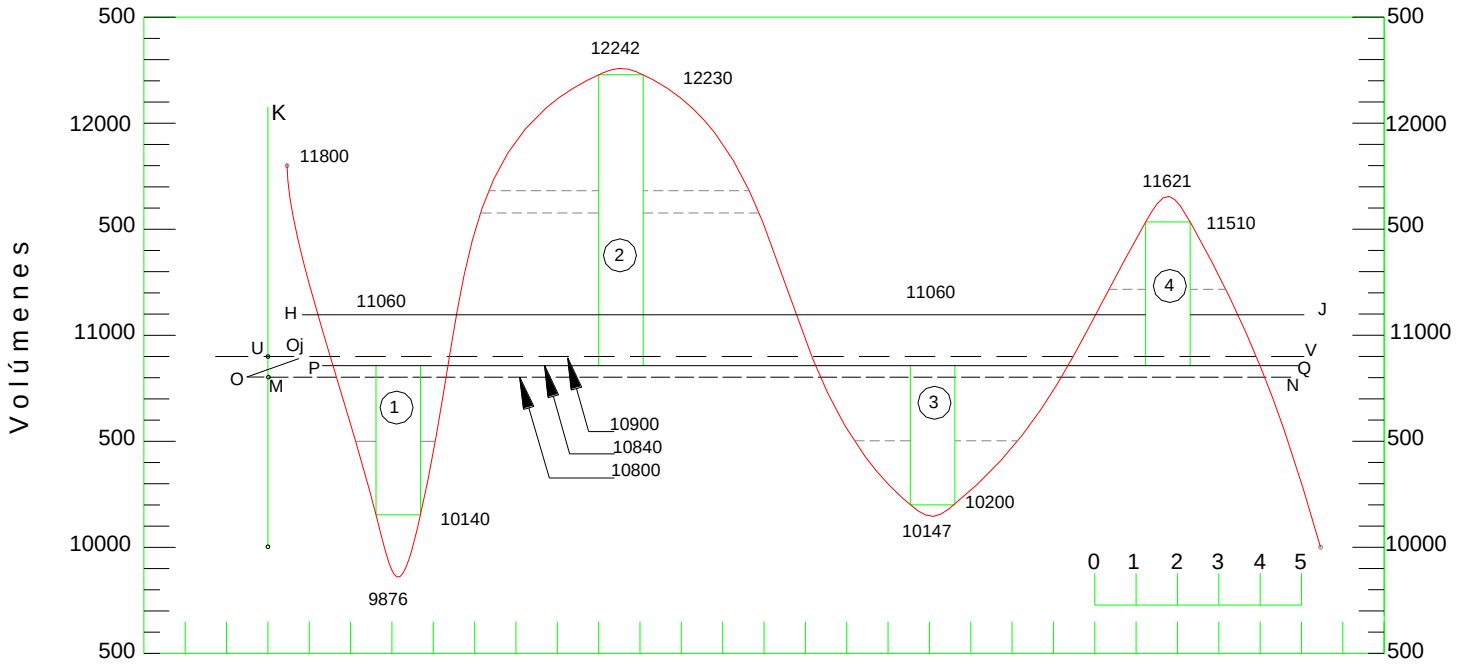
En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobre acarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

FIGURA VI.15 Ubicación de la compensadora económica

3.- Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

Pat = $7.30.

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 ^{3} estación**, o sea 120 metros el acarreo libre, tendrá un costo de 5 m ^{3} estación **X** 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 ^{3} 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 ^{3} hm,** o sea 520 metros menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 **m ^{3} hm X** 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 ^{3} hm X 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 ^{3} estación**, pero que el movimiento 2 puede ocasionar un sobre acarreo expresado en **m ^{3} hm.** Por lo tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobre acarreo expresado en **m ^{3} 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 ^{3} 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:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A\left[\Sigma \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \Sigma \frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right] - \$B\left[\frac{D_{par} - AL}{C_{par}}\right]$$

Y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\frac{Pat}{Cad} = \$7.30 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$7.30 - \$7.50$$

$$\frac{Pad}{Cad} = \$7.50 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$0.20$$

Y para el segundo miembro:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de Pago	Precio Unitario	Importe
1	Atrás	m3 est	1.7	0.2	0.34
3	Atrás	m3 est	4.5	0.2	0.9
2	Adelante	m3 hm	1.6	0.5	0.8
4	Adelante	m3 est	3.8	0.2	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 resultó 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	m3 est	2	0.2	0.4
3	atrás	m3 est	5	0.2	1
2	adelante	m3 hm	1.5	0.5	0.75
4	adelante	m3 est	3.2	0.2	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	m3 est	1.8	0.2	0.36
3	atrás	m3 est	4.6	0.2	0.92
2	adelante	m3 hm	1.5	0.5	0.75
4	adelante	m3 est	3.6	0.2	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 ³ 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 m3	distancia media	sobre-acarreo	precio unitario	importe
compensadora pq.						
1	m3 est	700	0.9	630	$ 0.20	$ 126.00
2	m3 hm	1 390	1.1	1 529	$ 0.50	$ 764.50
3	m3 est	640	2.9	1 858	$ 0.20	$ 371.20
4	m3 est	670	1.7	1 139	$ 0.20	$ 227.80
	costo por concepto de sobreacarreos.					$ 1,489.50
	pat m3	960			$ 7.30	$ 7,008.00
	pad m3	840			$ 7.50	$ 6,300.00
	costo por concepto de prestamo					$ 13,308.00
	costo total					$ 14,797.50
compensadora hj.						
1	m3 est	920	1.2	1 104	$ 0.20	$ 220.80
2	m3 est	1 170	4.8	5 616	$ 0.20	$ 1,123.20
3	m3 est	860	3.5	3 010	$ 0.20	$ 602.00
4	m3 est	450	1.1	495	$ 0.20	$ 99.00
	costo por concepto de sobreacarreos					$ 2,045.00
	pat m3	740			$ 7.30	$ 5,402.00
	pad m3	1 060			$ 7.50	$ 7,950.00
	costo por concepto de prestamos					$ 13,352.00
	costo total					$ 15,397.00

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.

E) Posición económica de la compensadora auxiliar.

Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la línea compensadora original, existen otros máximos y mínimos **Figura VI.16** que dan lugar a otra serie de movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobre acarreos en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la **Figura VI.16** 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 $\mathbf{d_1}$.

fgh que es hacia delante y cuya abertura es $\mathbf{d_2}$.

hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es $\mathbf{d_3}$ y el sobre acarreo **abfhno** que es hacia atrás y cuya abertura es $\mathbf{d_4}$.

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 $\mathbf{d_1}$, $\mathbf{d_2}$, y $\mathbf{d_3}$, sean aberturas menores que la distancia máxima, cuyo precio unitario sea **$A;** en tanto que la abertura $\mathbf{d_4}$ 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:

$$\$A\,(d_1 - AL_{\alpha} + d_3 - AL_{\alpha}) = \$A\,(d_2 - AL_{\alpha}) + \$B\,(d_4 - AL_{\beta})$$

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.**

Pudiera 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 VI.16** 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.

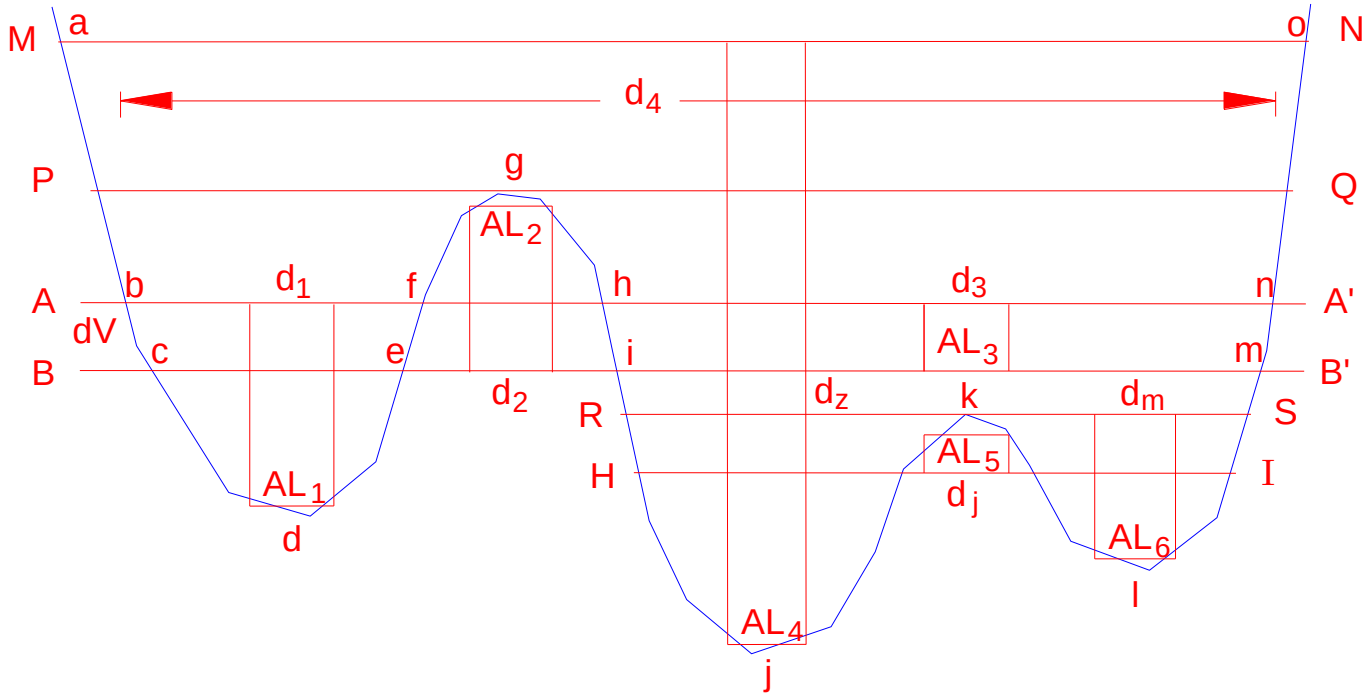


FIGURA VI.16 COMPENSADORA AUXILIAR

SCT

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO VII

INTERSECCIONES

CAPÍTULO VII

INTERSECCIONES

A. CONTENIDO

Este capítulo contiene los criterios para el proyecto geométrico de intersecciones de carreteras, conforme a lo indicado en la Norma N·PRY·CAR·2·01 Ejecución de Proyecto Geométrico, que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un contratista de servicios.

B. DEFINICIONES

B.1. INTERSECCIONES

Se llama intersección al área donde dos o más vías terrestres se unen o cruzan. Se consideran tres tipos generales de intersecciones: a nivel, desnivel y pasos.

Intersección a nivel, es la zona donde dos o más caminos se unen o cruzan a nivel, permitiendo la mezcla de los diferentes flujos de tránsito.

Intersección a desnivel, es la zona donde dos o más caminos se interceptan a diferente nivel, con rampas que unen las distintas ramas de la intersección.

Paso, es el cruce a desnivel, donde un camino se cruza con otro camino o vías terrestres o ductos, sin que puedan unirse.

B.3. TIPO DE TERRENO

- Plano. Es cualquier combinación de alineamientos vertical y horizontal, que permite a los vehículos pesados mantener la misma velocidad de los ligeros. Las pendientes están limitadas a 1 o 2%.

- Lomerío. Es cualquier combinación de alineamientos vertical y horizontal que hacen que los vehículos pesados reduzcan su velocidad sustancialmente por debajo de los ligeros, sin llegar a la máxima velocidad que pueden alcanzar en pendientes sostenidas. Pendiente sostenida es aquélla igual o superior a 3% y tiene una longitud igual o superior a 800 m.

- Montañoso. Es cualquier combinación de alineamientos vertical y horizontal que hacen que los vehículos pesados operen a la máxima velocidad que pueden alcanzar en pendientes sostenidas.

B.4. MANIOBRAS

B.4.1. Divergencia

Es el lugar de un camino donde se desincorpora uno o dos ramales ya sea, a la izquierda, a la derecha o ambos lados simultáneamente.

B.4.2. Convergencia

Es el lugar de un camino donde se incorpora uno o dos ramales, ya sea de la izquierda, de la derecha o ambos simultáneamente.

B.4.3. Cruce

Es el lugar donde 2 o más caminos se cruzan, a nivel o a desnivel.

Múltiple

Es el sitio, donde dos o más caminos se cruzan, divergen y convergen.

B.4.4. Número y tipo de conflicto

Los conflictos son los puntos donde inciden los movimientos, ya sean de frente, izquierda y derecha. En la Tabla VII.1, se muestra el número y tipo de conflictos en una intersección, con ramas de doble circulación.

TABLA VII.1. Relación del número de conflictos y tipo de maniobras, en los movimientos de una intersección, con ramas de doble circulación

Número de ramas, de doble circulación	Número de conflictos y tipos de maniobras, en los movimientos en una intersección			
	Cruce	Convergencia	Divergencia	Total
3	3	3	3	9
4	16	8	8	32
5	49	15	15	79
6	124	24	24	172

B.4.5. Frecuencia de conflictos

La frecuencia de los puntos de conflicto, depende del volumen horario máximo de tránsito que se encuentra en cada trayectoria de flujo, tal como, de frente, izquierda y derecha.

B.5. ÁREAS DE MANIOBRAS

Es la zona de una intersección, en la que el conductor de un vehículo, realiza las operaciones necesarias para ejecutar las maniobras requeridas. Incluye el área potencial de colisión y la parte de los accesos a la intersección, desde la cual, se ve afectada la operación de los vehículos. Esta se divide en:

B.5.1. Simples

Las simples se presentan cuando dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación se cruzan, convergen o divergen.

B.5.2. Entrecruzamientos

Las zonas de entrecruzamiento se caracterizan por la convergencia de dos o más corrientes de tránsito, cuyas trayectorias se entrelazan en un área común del camino, separándose después con trayectorias divergentes. Los entrecruzamientos se pueden presentar en tramos ubicados entre rampas de entrada y salida de una intersección o de intersecciones sucesivas y en segmentos donde se traslapan dos o más caminos.

B.5.3. Compuestas

Un área de maniobras compuesta, funciona de tal manera, que acomoda corrientes paralelas de convergencia y divergencia de tránsito, en varios carriles de circulación.

B.5.4. Separación de áreas de maniobra

Entre dos áreas de maniobras sucesivas, debe haber suficiente separación en espacio y en tiempo, para que los conductores puedan ajustar su velocidad y trayectoria, a las condiciones de cada conflicto. Estas áreas se separan, como se indica a continuación.

A) Separación en espacio. Se separarán los movimientos en una intersección, mediante el uso de isletas, fajas separadoras, carriles auxiliares y otros dispositivos similares.

B) Separación en tiempo. Se diseñarán zonas de protección, donde los conductores o peatones esperen entre maniobras sucesivas.

B.5.5. Geometría de los cruces y vueltas

Los cruces de los flujos vehiculares se pueden dar a través de:

a) Cruce directo a nivel. Ramal de un camino que diverge y converge a otro camino, con una trayectoria corta; también pueden ser trayectorias semi directa e indirectas con una trayectoria más larga.
b) Entrecruzamiento. Área donde existen movimientos de flujos de tránsito que se entrelazan para cambiar de dirección.
c) Separación de niveles. Donde dos o más caminos se cruzan a distintos niveles.

B.5.6. Disposición de las áreas de maniobra

La disposición de las áreas de maniobra de cruce funciona para acomodar los volúmenes de tránsito mayores, determinan la geometría de una intersección en particular y para otros movimientos se adaptan a dicha disposición.

C. REFERENCIAS

- NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT2, Sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que Pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- Libro 2, Normas de Servicios Técnicos, Parte 2.01, Proyecto Geométrico, Título 2.01.01, Carreteras. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México, D F (1984).
- Recomendaciones de Actualización de Algunos Elementos del Proyecto Geométrico de Carreteras. Publicación Técnica No. 244. Instituto Mexicano del Transporte, 1999.
- Norma Oficial Mexicana NOM-034-SCT2, Señalamiento horizontal y vertical de carreteras y vialidades urbanas. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), N·PRY·CAR·10·01·001 Ejecución de Proyectos de Señalamiento, Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras; Instituto Mexicano del Transporte, 1999.
- Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), N·PRY·CAR·10·04·001 Ejecución de Proyectos de Dispositivos de Seguridad, Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras; Instituto Mexicano del Transporte, 2005.
- Proyecto de Norma Oficial Mexicana, PROY-NOM-050-SCT2 Disposición para la Señalización de Cruce a Nivel de Caminos y Calles con Vías Férreas, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México D F, 2010.
- Proyecto de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-037-SCT2, Barreras de Protección en Carreteras y Vialidades Urbanas. Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), M·PRY·CAR·2·06, Capacidad Vial.
- Norma Oficial Mexicana NOM-007-SECRE, Transporte de Gas Natural, Petróleos Mexicanos (PEMEX).
- Diseño de Líneas de Transmisión Subterráneas. Especificación CFEDCDLTS01, Comisión Federal de Electricidad (CFE), Octubre 2012.

- Metodología para la Construcción de Ductos de Transporte de Hidrocarburos, PEMEX.
- Diseño de Líneas de Transmisión Aéreas. Especificación CFE DCDLTA01, CFE. Octubre 2012. Página 30.
- Norma N-LEG-2, Cláusula F, Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías.
- Norma N-LEG-2, Cláusula G. Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías.
- Norma N-LEG-2, Cláusula H Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías.
- Norma N-LEG-2, Cláusula I Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías.

D. CLASIFICACIÓN

La clasificación general de intersecciones de acuerdo con su geometría es: a Nivel y a Desnivel. Los tipos y características particulares son las establecidas en los Manuales M·PRY·CAR·2·08, *Diseño de Intersecciones a Nivel* y M·PRY·CAR·2·09, *Diseño de Intersecciones a Desnivel*.

D.1. A NIVEL

Las intersecciones a nivel, de acuerdo con su geometría, son: de tres ramas, de cuatro ramas y de ramas múltiples; estas últimas, se evitarán hasta donde sea posible. Además, se incluyen dentro de la clasificación, las siguientes variaciones: sin canalizar, ampliadas y canalizadas.

D.1.1. De tres ramas

Son intersecciones donde confluyen tres ramas, que pueden adoptar la forma de “T” o de “Y”.

D.1.2. De cuatro ramas

Son intersecciones donde confluyen cuatro ramas, con inclinaciones rectas o esviajadas.

D.1.3. De ramas múltiples

Son intersecciones donde confluyen más de 4 ramales y presentan un elevado número de puntos de conflicto, que se evitarán en la medida de lo posible, realizando los cruces a distinto nivel o realizando una rectificación de los ramales en diagonal para que se separen los puntos de conflicto.

D.1.4. Cruce con ferrocarril

Son intersecciones donde confluye un camino con una vía de ferrocarril, ya sea a nivel o desnivel.

D.2. A DESNIVEL

D.2.1. Intersecciones

D.2.1.1. Trébol

Reciben su nombre porque las rampas de las gazas, para la vuelta izquierda, tienen la forma de hoja de trébol. Las intersecciones con gazas en todos los cuadrantes se les denomina tréboles completos y tréboles parciales a los que tienen una, dos o tres gazas.

D.2.1.2. Diamante

Este tipo de intersección recibe su nombre por la forma de rombo alargado de las rampas en el sentido de la carretera principal. Sus principales ventajas son que el tránsito puede entrar y salir de la carretera principal, a velocidades relativamente altas y por lo general, el derecho de vía requerido no es mayor que el de la carretera principal.

D.2.1.3. Trompeta

Este tipo de intersección recibe su nombre por su forma de trompeta conformada por una gaza semi directa, una rampa semi directa y dos rampas directas. La carretera principal pasa de frente, por arriba o por debajo de la carretera secundaria.

D.2.1.4. Direccional

Son las intersecciones con rampas directas, con desviaciones pequeñas de la dirección donde se dirige el tránsito. Cuando todas las rampas no son directas en la intersección, se les denomina indirectas o semi-direccionales.

Las rampas directas reducen la distancia recorrida por volúmenes de tránsito importantes, elimina entrecruzamientos y evita movimientos regresivos; con lo que se alcanzan niveles de servicio altos, puesto que capacidad y velocidades son mayores.

D.2.2. Pasos

D.2.2.1. Cruces ferroviarios

Son intersecciones a desnivel, sin rampas, donde se cruza un camino con una vía de ferrocarril.

D.2.2.2. Cruces con otros tipos de camino

Son intersecciones a desnivel, sin rampas, donde se cruzan dos caminos.

D.3. TIPOS

D.3.1. Canalizadas

D.3.1.1. Criterios generales de canalización

En el caso donde la carretera principal presenta velocidades altas y el número de movimientos direccionales son considerables en la intersección, se construirán áreas adicionales o ampliaciones, con isletas pintadas en el pavimento o isletas físicas con guarniciones, con el fin de reducir la peligrosidad potencial e incrementar la capacidad para realizar maniobras.

D.3.1.2. Soluciones tipo

Las intersecciones más simples cuentan con isletas canalizadoras en las esquinas de una intersección para los giros a la derecha; y en intersecciones complejas, con alto grado de canalización en carreteras no divididas, además de las isletas antes mencionadas, se construyen isletas separadoras centrales con el objetivo de separar las dos corrientes opuestas de tránsito.

D.3.1.3. Isletas

Son áreas elevadas o al nivel del pavimento, delimitadas por guarniciones o delineadas sólo con pintura, para lograr uno o más de los siguientes propósitos:

- Separar conflictos.
- Controlar el ángulo de conflicto.
- Reducir áreas excesivas de pavimento.
- Regular el tránsito e indicar el uso apropiado de la intersección.
- Favorecer un movimiento predominante de vuelta.
- Proteger peatones.
- Proteger y almacenar vehículos que dan vuelta o que cruzan.
- Ubicar dispositivos para el control del tránsito.

El tamaño y forma de las isletas varían de una intersección a otra. Es conveniente que la isleta más pequeña con guarniciones sea de 7 m², aunque es preferible de 9 m². Las isletas triangulares no deben ser menores de 4.0 m y preferentemente 5.0 m por lado, después de redondear las esquinas. Las isletas separadoras no tendrán menos de 1.20 m de ancho, ni menos de 6.0 m, lo recomendable es de 7.5 m de largo. Cuando el espacio es muy limitado, las isletas alargadas se reducen a un ancho mínimo absoluto de 60 cm.

El proyecto de las isletas, depende de su tamaño, localización, función y el tipo de zona en que se localiza la intersección, rural o urbana. Físicamente, las isletas se clasifican en tres grupos:

a) Isletas de contorno delineado mediante guarniciones, es el mejor; aunque en zonas rurales casi no se usa.

b) Isletas trazadas mediante marcas en el pavimento o botones colocados en toda el área de la isleta, es conveniente donde las velocidades son altas.

c) Áreas sin pavimentar delimitadas por las orillas del pavimento con delineadores colocados sobre postes o postes guía, o una adaptación del terraplén adyacente a las orillas del pavimento, se aplica en isletas grandes de zonas rurales, donde existe espacio suficiente para utilizar curvas de gran radio en las intersecciones.

Conforme al propósito principal de las isletas, se clasifican en tres grupos:

a) canalizadoras, b) separadoras y c) de refugio.

- **Isletas canalizadoras**

  Sirven para inducir y dirigir el tránsito de acuerdo con una ruta deseada. Sus formas y tamaños dependen de las condiciones y dimensiones de la intersección. En carriles múltiples para dar vuelta, se requieren tres o más isletas para canalizar los diferentes movimientos, resultan muy convenientes en sitios donde los flujos vehiculares de frente y de vuelta son importantes. Las isletas elevadas, por encima del nivel del pavimento, delineadas mediante guarniciones, son de utilidad marginal en intersecciones menores de carreteras de dos carriles, se reservarán para intersecciones importantes de carreteras de dos carriles.

- **Isletas separadoras**

  Frecuentemente se utilizan en intersecciones de carreteras no divididas. Contribuyen a prevenir a los conductores sobre la existencia de un cruce próximo y a regular el tránsito en la intersección. Convienen para controlar las vueltas a la izquierda en intersecciones y en sitios de calzadas separadas para el tránsito que da vuelta a la derecha.

- **Isletas de refugio**

  Son las que se construyen para auxiliar y proteger a los peatones que desean cruzar un camino.

D.3.2. Sin canalizar

D.3.2.1. Intersecciones sin canalizar de tres ramas

Este tipo de intersecciones sin canalizar, es adecuado para las intersecciones de caminos locales de poca importancia o para las intersecciones de caminos locales con carreteras de mayor importancia, comúnmente es utilizado en carreteras de dos carriles que llevan poco tránsito.

D.3.3. Glorietas

Las glorietas son intersecciones de 2 o más caminos, están compuestas por una calzada anular de un solo sentido de circulación, tiene prioridad sobre el tránsito entrante a la misma, controlado con señales de Ceda el Paso. La salida de vehículos de la glorieta es únicamente con giros a la derecha.

D.3.3.1. Justificación

Las glorietas de 4 ramas son más eficientes cuando los volúmenes de tránsito procedentes de todas las ramas que forman la intersección son del orden de los 3,000 vph, para volúmenes horarios mayores, se recomienda un análisis de capacidad detallado.

No se justifican las glorietas de 5 o más ramas ya que las distancias de entrecruzamiento disminuyen, reduciendo su capacidad e incrementan los accidentes de tránsito. Para ello, las ramas excedentes a 4, se canalizarán con anterioridad, hacia las otras ramas de la glorieta.

E. REQUISITOS

Los establecidos en la Fracción D de la Norma N·PRY·CAR·2·01, *Ejecución de Proyecto Geométrico*.

F. EJECUCIÓN

F.1. INTERSECCIONES A NIVEL

F.1.1. Elementos básicos de proyecto

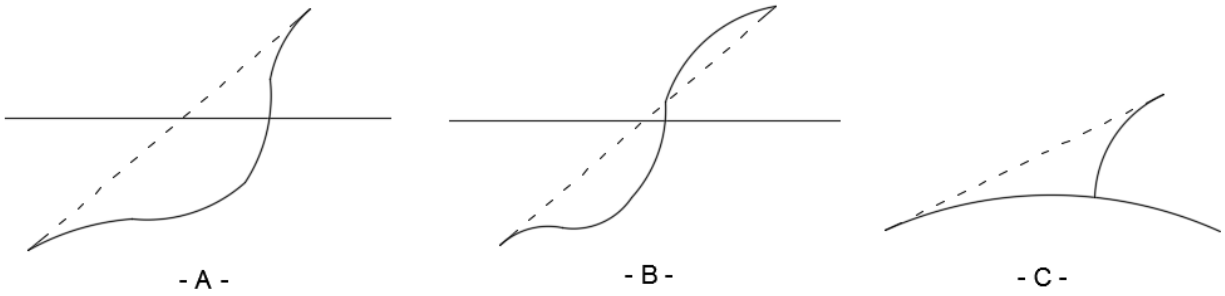
F.1.1.1. Alineamiento

Las intersecciones presentan áreas de conflicto y constituyen, por ende, peligros potenciales. El alineamiento, en las condiciones del cruce, debe permitir al conductor discernir con claridad sobre las maniobras necesarias para pasar por una intersección con plena seguridad, y la mínima interferencia. Para ello:

1) El alineamiento horizontal será lo más recto y el vertical con las mínimas pendientes posibles. La distancia de visibilidad se considerará igual o mayor al mínimo asignado, para condiciones específicas de intersecciones.

2) Se privilegiará que los caminos que se crucen formen un ángulo lo más próximo a 90°, pues en aquéllos que se interceptan con esviajamiento se limita la visibilidad, especialmente a los vehículos pesados. Además, en las intersecciones esviajadas, es mayor el tiempo que existe de riesgo para los vehículos que cruzan la corriente principal, lo que aumenta el potencial de accidentes.

FIGURA VII.2. Variaciones del alineamiento en intersecciones



F.1.1.2. Perfil

Deberán evitarse pendientes mayores al 3 %, en todo caso no excederán del 6 %.

Se evitarán los cambios sustanciales de pendiente y las combinaciones de pendientes que hagan difícil el control del vehículo en las intersecciones; sin embargo, como esto no es siempre factible, se proporcionarán distancias de visibilidad adecuadas a lo largo de los caminos, en el cruce y en las esquinas. Una curva en cresta seguida por una curva horizontal cerrada es una combinación indeseable en el área de la intersección.

Las rasantes del perfil y las secciones transversales de las ramas de una intersección se ajustan a una distancia suficiente antes de la intersección para proporcionar una intersección suave y drenaje adecuado. Normalmente, la rasante del camino principal se conserva a través de la intersección y la del camino secundario se ajustará al principal. Este proyecto incluye una transición en el vértice superior al centro del camino secundario, hacia una sección transversal inclinada en su intersección con el camino principal.

Para el caso de intersecciones simples sin canalización, en las que se manejen bajas velocidades de proyecto y control de ALTO o de semáforo, es recomendable alabear el vértice superior de ambos caminos, hacia un plano en la intersección; el plano adecuado dependerá de la dirección del drenaje y de otras condiciones. Los cambios de un talud transversal a otro deben ser graduales.

Las intersecciones en las que un camino secundario cruza una carretera dividida de varios carriles, con una faja separadora central angosta en una curva sobre elevada, se evitarán siempre que sea posible, debido a la dificultad de ajustar las pendientes para poder tener un cruce adecuado. Las rasantes de carriles separados para dar vuelta, deberán ajustarse a los taludes transversales y a las pendientes longitudinales de las ramas de la intersección.

El alineamiento y las pendientes están sujetos a mayores limitaciones en las intersecciones o cerca de éstas a diferencia de lo que ocurre en el camino abierto. En las intersecciones o cerca de éstas, la combinación del alineamiento horizontal y vertical proporcionará carriles que sean claramente visibles y entendibles para los conductores en todo momento y dirección de recorrido, libres de posibles conflictos repentinos.

F.1.2. Secciones

F.1.2.1. Trazados mínimos para curvas cerradas (con ángulos agudos)

- **Selección del proyecto mínimo para condiciones específicas.**

Se considera que los vehículos reducen considerablemente su velocidad y las curvas se diseñan de manera que la orilla exterior de la calzada no sea rebasada por la trayectoria de las llantas del vehículo de proyecto. Para camiones tipo tracto semirremolque y remolque (TSR), con ángulo de vuelta o deflexión pequeño (≤ 30°), la orilla de la calzada no puede ajustarse a una curva circular simple, por lo que, si se utiliza ese tipo de curva, debe moverse la curva hacia adentro, con un desplazamiento "***d"*** y luego hacer transiciones, que pueden ser rectas con variación "***d" y "l"*** como se muestra en la Figura VII.2., o arcos circulares, en cuyo caso corresponde a una curva compuesta de tres radios, Figura VII.2-B. En las Tablas VII.2. y VII.3. se presentan los parámetros recomendables para el proyecto.

F.1.2.2. Trazado de la isleta central de una glorieta

La velocidad de proyecto para la glorieta estará en función de las correspondientes a los caminos que se interceptan. Cuando se tiene una marcada disminución de velocidad se incrementan los peligros con menoscabo de la utilidad mínima de la intersección.

1) El proyectista deberá buscar un equilibrio que no exija una reducción drástica de la velocidad en las ramas de la intersección para tener un proyecto de dimensiones prácticas y operación adecuada, conforme a lo establecido en el Manual M·PRY·CAR·2·06, *Capacidad Vial*.

2) La dimensión de la isleta central de la glorieta, depende de la velocidad de proyecto, del número y ubicación de las ramas y de las longitudes de entrecruzamiento requeridas. La capacidad de la glorieta está en función de la anchura de la calzada y las longitudes de las zonas de entrecruzamiento.

3) El ancho mínimo de la calzada de la glorieta debe ser de dos carriles de 3.65 m el ancho máximo recomendado en áreas rurales es de 4 carriles.

4) El número de carriles y la longitud de la zona de entrecruzamiento, deberán obtenerse conforme a la metodología establecida en el Manual M·PRY·CAR·2·06, *Capacidad Vial*.

- **Trazado de los accesos**

  La mayoría de las glorietas se abocinan a la entrada y permite que entren más vehículos a las mismas con un ángulo más obtuso. Esto mejora la capacidad y permite a los vehículos entrantes incorporarse a velocidades similares a la de los vehículos en la glorieta.

Estos abocinamientos se tendrán en todas las entradas a la glorieta y son esencialmente elementos de seguridad necesarios para disminuir el ángulo de convergencia del tránsito de la glorieta con los entrantes a la misma. Además, también proporcionan un cruce seguro a los peatones.

FIGURA VII.3. Proyecto mínimo de la orilla de calzada

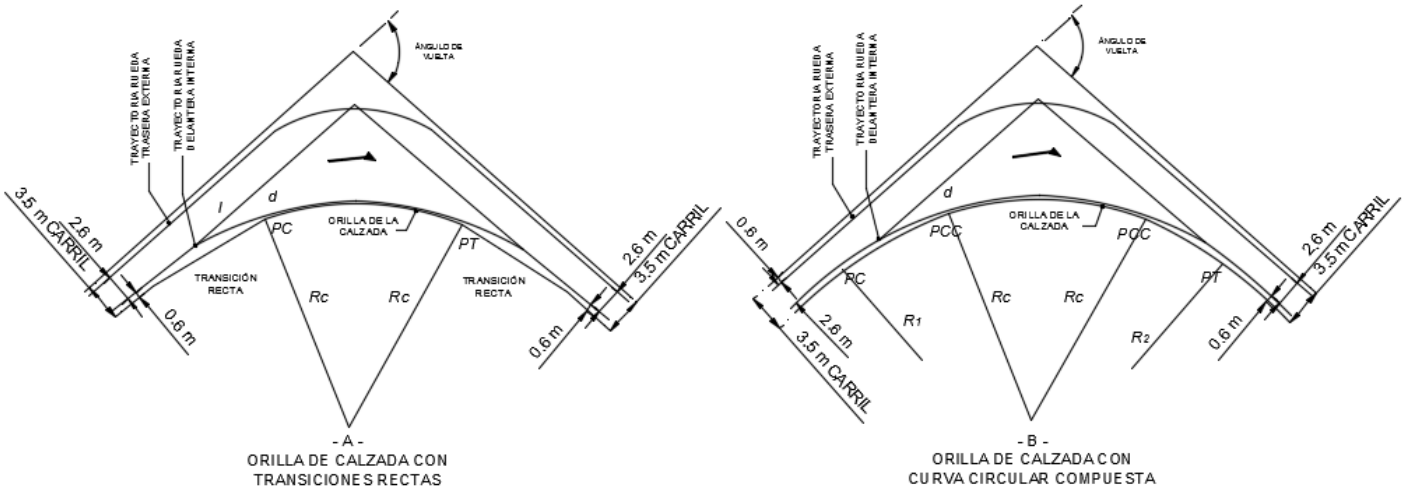


TABLA VII.2. Parámetros mínimos de orilla de calzada con transiciones rectas

Ángulo de vuelta (grados)	Radio de curva simple única (m)	Curva circular simple desplazada		
		Radio (m)	Desplazamiento, *d* *(m)*	Variación de transición d:l
30	145	77	1,1	20:01
45	NA[1]	60	1,3	20:01
60	NA[1]	54	1,3	20:01
75	NA[1]	42	1,7	20:01
90	NA[1]	35	0,9	15:01
105	NA[1]	28	2,8	15:01
120	NA[1]	26	2,8	20:01
135	NA[1]	25	2,6	20:01
150	NA[1]	20	4,6	10:01
180	NA[1]	17	6,1	10:01

NA[1] = No aplica

TABLA VII.3. Parámetros mínimos de orilla de calzada con curva compuesta

Ángulo de vuelta (grados)	Curva circular compuesta simétrica		Curva circular compuesta asimétrica	
	Radios (m)	Desplazamiento, *d* (m)	Radios (m)	Desplazamientos (m)
30	168-76-168	1,5	76-61-198	0,5-2,1
45	168-61-168	1,5	61-52-198	0,5-2,1
60	198-46-198	1,7	61-43-183	0,5-2,4
75	213-38-213	2,0	46-34-168	0,5-3,5
90	213-34-213	2,0	30-29-168	0,6-3,5
105	213-29-213	2,4	46-24-152	0,9-4,6
120	213-26-213	2,7	46-21-152	2,0-5,3
135	213-21-213	3,8	46-20-152	2,1-5,6
150	213-20-213	4,6	61-20-152	2,7-5,6

Anchos de la calzada para las vueltas en intersecciones.

El ancho del pavimento y los acotamientos en calzadas para las vueltas en las intersecciones, está regulado por el volumen y condiciones de tránsito que por ella circula, así como por el radio de la curva. Estas anchuras pueden diseñarse para la operación en uno o dos sentidos de circulación. Se describen 3 posibilidades de operación según la importancia del ramal:

Caso I. Operación en un solo sentido de circulación, con un solo carril y sin previsión de rebase, de un vehículo que se detenga. Puede aplicarse para enlaces relativamente cortos, siempre que los volúmenes de tránsito sean moderados o bajos.

Caso II. Operación en un solo sentido de circulación con un solo carril y con previsión de rebase de un vehículo que se detenga. Permite rebasar a los vehículos detenidos, a velocidades bajas; se recomienda para volúmenes que no excedan la capacidad de un solo carril.

Caso III. Operación en uno o dos sentidos de circulación y con dos carriles. Se emplea cuando la operación es en un sentido o dos sentidos, o cuando el volumen de tránsito es tan intenso que requiere de dos carriles.

Independiente 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. Para fines de proyecto, se analizan tres condiciones de tránsito, las cuales se describen a continuación:

- *Condición de Tránsito A*: predominan vehículos de proyecto (Ap), pero con algunos camiones (C).
- *Condición de Tránsito B*: predominan vehículos de proyecto (C), pero con algunos camiones semirremolques (C-R).
- *Condición de Tránsito C*: predominan vehículos de proyecto (C-R), o camiones semirremolques (T-S-R).

En la Tabla VII.4 se dan los valores de proyecto para el ancho de calzada requerido según la operación y condiciones de tránsito de la vía. 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.

El ancho de la calzada se modifica dependiendo del tratamiento de las orillas de la calzada. En ocasiones puede llegar a reducirse o aumentarse, tal como se indica en la parte inferior de la Tabla VII.4.

TABLA VII.4. Ancho de calzada en los enlaces

R Radios de la orilla interna de la calzada (m)	ANCHO DE CALZADA EN RAMALES (m)								
	CASO I 1 carril Operación en un sentido, sin rebase			CASO II 1 carril Operación en un sentido, con rebase			CASO III 2 carriles Operación en uno o dos sentidos		
	CONDICIÓN DE TRÁNSITO								
	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 del caso I			Cuando el acotamiento sea de 1,20 m o mayor, reducir 0,60 m		

- **Vueltas en ángulo oblicuo**

En la Tabla VII.5, se muestran las dimensiones mínimas para el proyecto de enlaces, con vueltas en ángulos de 75° a 150°. 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.

TABLA VII.5. Radios para el proyecto mínimo de enlaces

Deflexión	* Tipo de proyecto	Curvas compuestas		Ancho de la calzada	Tamaño aproximado de la isleta
		Radios	Desplazamientos		
Grados		(m)	(m)	(m)	(m^2)
75	A	46-23-46	1,05	4,25	5,50
	B	46-23-46	1,50	5,50	4,60
	C	45-27,5-45	1,05	6,10	4,60
90	A	45-15-45	1,00	4,25	4,60
	B	45-15-45	1,50	5,50	7,40
	C	54-19,5-54	1,75	6,10	11,60
105	A	36-12-36	0,60	4,55	6,50
	B	30-10,5-30	1,50	6,70	4,60
	C	56-14-56	2,45	9,15	5,60
120	A	30-9-30	0,75	4,90	11,10
	B	30-9-30	1,50	7,30	8,40
	C	54-12-54	2,60	10,35	20,40
135	A	30-9-30	0,75	4,90	42,70
	B	30-9-30	1,50	7,90	34,40
	C	48-10,5-48	2,75	10,65	60,00
150	A	30-9-30	0,75	4,90	130,00
	B	30-9-30	1,85	9,15	110,00
	C	48-10,5-48	2,15	11,60	160,00

A.- Principalmente vehículos ligeros (Ap); permitiendo ocasionalmente proyectos para el vehículos C.2, con espacios restringidos para la vuelta

B.- Previsto adecuadamente para el vehículo C2; ocasionalmente permite al T2-S1-R2, girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacentes.

C.- Provisto exclusivamente para el vehículo T2-S1-R2.

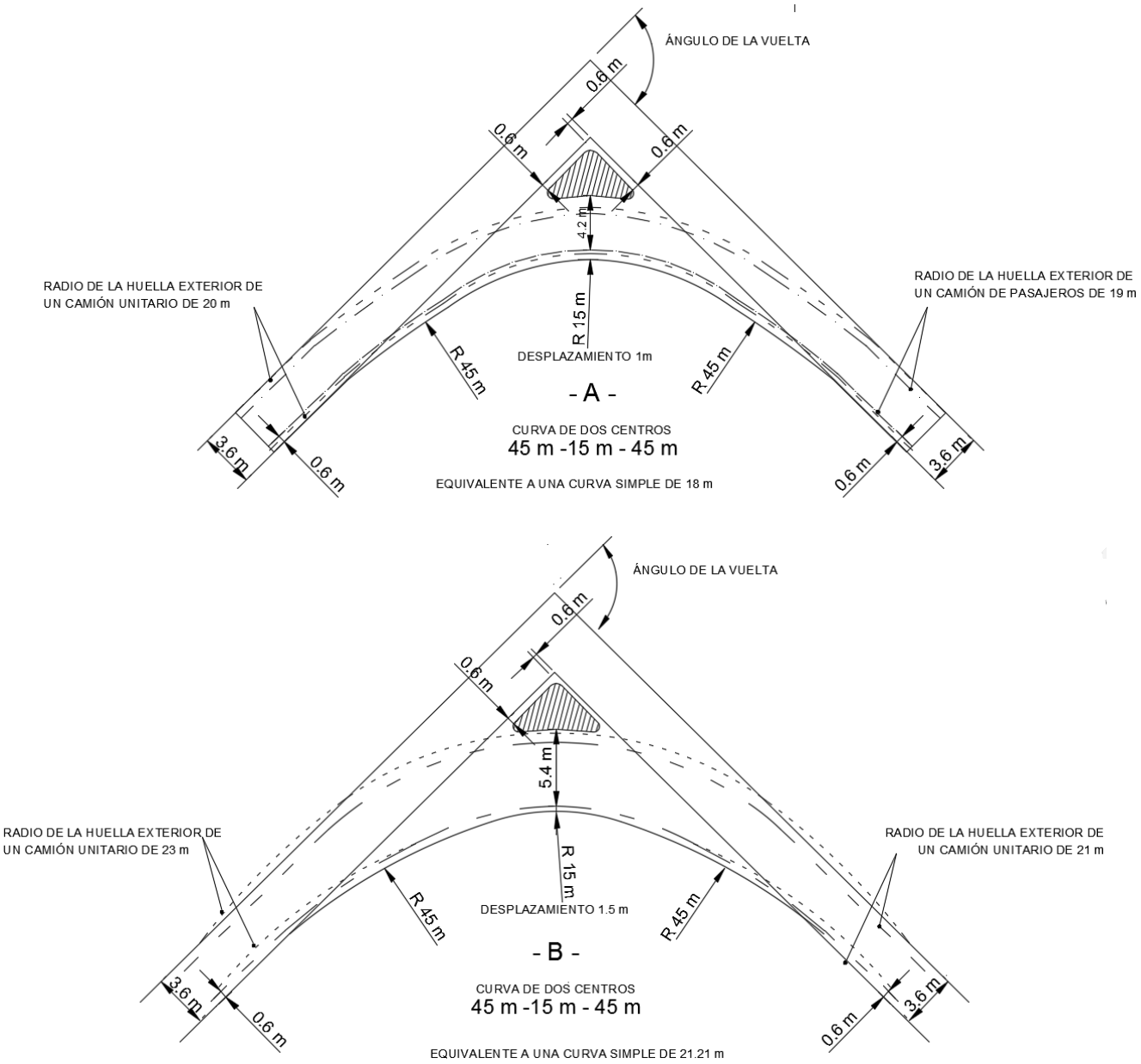
Nota: Pueden usarse curvas compuestas, asimétricas y transiciones rectas, con una curva circular simple, sin alterar significativamente el ancho de la calzada o el tamaño de la isleta.

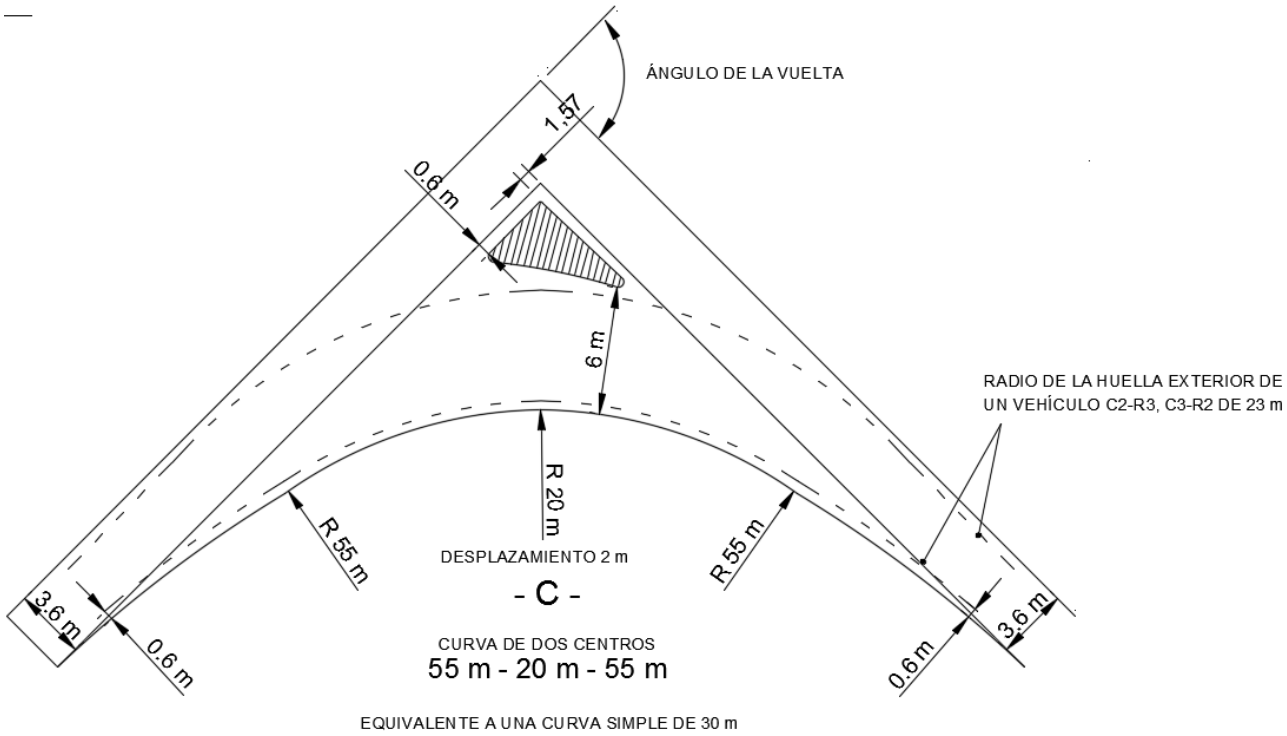
- **Trazados mínimos para carriles de vuelta en intersecciones canalizadas**

El ancho del carril para dar vuelta no deberá ser menor de 4.2 m, con una tolerancia de 0.6 m a cada lado. Para un vehículo tipo tractor-semirremolque se necesitará un carril más ancho.

En la figura VII.4, se muestran proyectos de carriles para dar vuelta a la derecha a 90 grados. En la Figura VII.4-A, muestra un ancho de carril mínimo de 4.2 m y una isleta de tamaño mínimo. El proyecto es con una curva compuesta de tres centros y radios de 45, 15 y 45 m, la curva intermedia desplazada a 1 m, a partir de las orillas tangentes extendidas. Este proyecto permite velocidades del orden de 25 km/h a los camiones unitarios (C2 y C3), con un margen de 0.3 m a cada lado.

FIGURA VII.4. Proyectos mínimos de carriles para dar vuelta derecha a 90°, con isletas en las esquinas





En la figura VII.4-B se muestra un ancho del carril de vuelta de 5.4 m y la misma combinación de curvas anteriores, pero la curva intermedia desplazada 1.5 m. Este proyecto permite la circulación de camiones unitarios (C2 y C3) y que los vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2) den vuelta con una ligera invasión a los carriles adyacentes del tránsito de frente.

La figura VII.4-C muestra que los vehículos de proyecto (C2-R2, C2-R3, C3-R2), pueden circular a través de una curva de radios de tres centros 55, 20 y 55 m. La curva intermedia desplazada 2 m a partir de las orillas tangentes extendidas y con un carril para dar vuelta de 6 m de ancho. Esto mejora la operación de vehículos más pequeños.

En áreas urbanas la isleta deberá ubicarse a una distancia del orden de 0.6 m fuera de las orillas extendidas de la calzada, como se muestra en la Figura VII.3-C. En carreteras de alta velocidad el desplazamiento entre los carriles de frente y el paramento de la guarnición normalmente deberá tener el ancho del acotamiento. En áreas rurales el uso de isletas en esquina pintadas puede ser factible. Cuando las isletas elevadas en esquina se usan en lugares rurales deberán tener una guarnición con paramento inclinado.

- **Vueltas en Ángulo Oblicuo con Isletas en Esquina**

Las dimensiones mínimas de proyecto para vueltas en ángulo oblicuo, se determinan de manera similar a las de vueltas en ángulo recto y cuyos parámetros se muestran en la Tabla VII.6. El proyecto de curvas para la orilla interior de la calzada el ancho del carril de vuelta y el tamaño de la isleta, se presentan para las tres clasificaciones de proyecto descritas en la parte inferior de la Tabla.
Para una intersección en particular, se puede escoger entre los tres proyectos mínimos que se describen en la parte inferior de la Tabla.

TABLA VII.6. Radios típicos de carriles para dar vuelta

Ángulo de giro (grados)	Curva compuesta simétrica de 3 centros		Ancho de carril (m)	Tamaño aproximado de isleta (m^2)
	Tres Centros de Radios (m)	Desplazamiento (m)		
75	A 45-23-45	1,0	4,2	5,5
	B 45-23-45	1,5	5,4	5,0
	C 55-28-55	1,0	6,0	5,0
90(a)	A 45-15-45	1,0	4,2	5,0
	B 45-15-45	1,5	5,4	7,5
	C 55-20-55	2,0	6,0	11,5
105	A 36-12-36	0,6	4,5	6,5
	B 30-11-30	1,5	6,6	5,0
	C 55-14-55	2,4	9,0	5,5
120	A 30-9-30	0,8	4,8	11,0
	B 30-9-30	1,5	7,2	8,5
	C 55-12-55	2,5	10,2	20,0
135	A 30-9-30	0,8	4,8	43,0
	B 30-9-30	1,5	7,8	35,0
	C 48-11-48	2,7	10,5	60,0
150	A 30-9-30	0,8	4,8	130,0
	B 30-9-30	2,0	9,0	110,0
	C 48-11-48	2,1	11,4	160,0

(a) Mostrado en la Figura VII.4.

Notas: La curva compuesta asimétrica de tres centros así como las transiciones rectas con una curva simple también se podrán usar sin alterar significativamente el ancho del carril o de la isleta en esquina. Se recomienda la delineación pintada para isletas de menos de 7 m^2 en tamaño.

Clasificación de proyecto:

A) Preferentemente automóviles; permite ocasionalmente que camiones unitarios den vuelta con holguras restringidas.
B) Resulta adecuado para vehículos (C2 y C3); permite que ocasionalmente vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2) den vuelta con ligera invasión de los carriles de tránsito adyacentes.
C) Completamente adecuado para vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2).

En la Tabla VII.6. no se presentan valores de proyecto para ángulos oblicuos de menos de 75 grados. En general, no deberán usarse ángulos de intersección menores de 75 grados. En el caso de necesitar ángulos oblicuos de 30° a 180°, aplicar la Tabla VII.7. que incluye curvas compuestas simétrica y asimétrica de 3 centros.

TABLA VII.7. Orilla de calzada para vueltas en intersecciones

Ángulo de giro en (grados)	Vehículo de proyecto	curva compuesta simétrica de 3 centros		curva compuesta asimétrica de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)
30	Ap (1)	-	-	-	-
	C2 y C3	-	-	-	-
	C2 – R2	-	-	-	-
	C2 – R3 y C3 – R2	-	-	-	-
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	-	-	-	-
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	140 – 53 – 140	1,2	91 – 53 -168	0,6 – 1,5
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	67 – 24 – 67	1,4	61 – 24 - 91	0,8 – 1,4
	T3-S2-R4	168 – 76 – 168	1,5	76 – 61 - 198	0,5 – 2,1
45	Ap (1)	-	-	-	-
	C2 y C3	-	-	-	-
	C2 – R2	-	-	-	-
	C2 – R3 y C3 – R2	60 – 30 – 60	1,0	-	-
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	140 – 72 – 140	0,6	36 – 45 – 150	1,0 – 2,6
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	140 – 53 – 140	1,2	76 – 38 – 183	0,3 – 1,8
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 24 – 76	1,4	61 – 24 – 91	0,8 – 1,7
	T3-S2-R4	168 – 61 – 168	1,5	61 – 52 – 198	0,5 – 2,1

Ángulo de giro en (grados)	Vehículo de proyecto	curva compuesta simétrica de 3 centros		curva compuesta asimétrica de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)
60	Ap (1)	-	-	-	-
	C2 y C3	-	-	-	-
	C2 – R2	-	-	-	-
	C2 – R3 y C3 – R2	60 – 23 – 60	1,7	60 – 23 – 84	0,6 – 2,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	120 – 30 – 120	4,5	34 – 30 – 67	3,0 – 3,7
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	120 – 30 – 120	2,4	76 – 83 – 183	0,3 – 1,8
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 24 – 76	1,4	61 – 24 – 91	0,6 – 1,7
	T3-S2-R4	198 – 46 – 198	1,7	61 – 43 – 183	0,5 – 2,4
75	Ap (1)	30 – 8 – 30	0,6	-	-
	C2 y C3	36 – 14 – 36	0,6	-	-
	C2 – R2	36 – 14 – 36	1,5	36 – 14 – 60	6,0 – 2,0
	C2 – R3 y C3 – R2	45 – 15 – 45	2,0	45 – 15 – 69	0,6 – 3,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	134 – 23 - 134	4,5	43 – 30 – 165	1,5 – 3,6
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	128 – 23 – 128	3,0	61 – 24 – 183	0,3 – 0,3
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	30 – 8 – 30	1,4	30 – 24 – 91	0,5 – 1,5
	T3-S2-R4	36 – 14 – 36	0,6	46 – 34 – 168	0,5 – 3,5

Ángulo de giro en (grados)	Vehículo de proyecto	curva compuesta simétrica de 3 centros		curva compuesta asimétrica de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)
90	Ap (1)	30 – 6 – 30	0,8	-	-
	C2 y C3	36 – 12 – 36	0,6	-	-
	C2 – R2	36 – 12 – 36	1,5	36 – 12 – 30	0,6 – 2,0
	C2 – R3 y C3 – R2	55 – 18 – 55	2,0	36 – 12 – 30	0,6 – 3,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	120 – 21 – 120	3,0	48 – 21 – 110	2,0 – 3,0
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	134 – 20 – 134	3.0	61 – 21 – 91	0.3 – 3.4
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 21 – 76	1.4	61 – 21 – 183	0.3 – 1.5
	T3-S2-R4	213 – 34 – 213	2.0	30 – 29 – 168	0.6 – 3.5
105	Ap (1)	30 – 6 – 30	0.8	-	-
	C2 y C3	30 – 11 – 30	1.0	-	-
	C2 – R2	30 – 11 – 30	1.5	36 – 17 – 30	0.6 – 2.5
	C2 – R3 y C3 – R2	55 – 14 – 55	2.5	45 – 12 – 64	0.6 – 3.0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	160 – 15 – 160	4.5	110 – 23 - 180	1.2 – 3.2
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	152 – 15 – 152	4.0	61 – 20 – 183	0.3 – 3.4
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	1.5	30 – 18 – 91	0.5 – 1.8
	T3-S2-R4	213 – 29 – 213	2.4	46 – 24 – 152	0.9 – 4.6

Ángulo de giro en (grados)	Vehículo de proyecto	curva compuesta simétrica de 3 centros		curva compuesta asimétrica de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)
120	Ap (1)	30 – 6 – 30	0,6	-	-
	C2 y C3	36 – 9 – 36	1,0	-	-
	C2 – R2	36 – 9 – 36	2,0	30 – 9 – 55	0,6 – 2,7
	C2 – R3 y C3 – R2	55 – 12 – 55	2,6	45 – 11 – 67	0,6 – 3,6
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	160 – 21 – 160	3,0	24 – 17 – 160	5,2 – 7,3
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	168 – 14 – 168	4,6	61 – 18 – 183	0,6 – 3,8
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	1,5	30 – 24 – 91	0,5 – 1,8
	T3-S2-R4	213 – 26 – 213	2,7	46 – 21 – 152	2,0 – 5,3
135	Ap (1)	30 – 6 – 30	0,5	-	-
	C2 y C3	30 – 9 – 30	1,2	-	-
	C2 – R2	30 – 9 – 36	2,0	30 – 8 – 55	1,0 – 4,0
	C2 – R3 y C3 – R2	48 – 11 – 48	2,7	40 – 9 – 56	1,0 – 4,3
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	180 – 18 – 180	3,6	30 – 18 – 195	2,1 – 4,3
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	168 – 14 – 168	5,0	61 – 18 – 183	0,6 – 3,8
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	1,7	30 – 18 – 91	0,8 – 2,0
	T3-S2-R4	213 – 21 – 213	3,8	46 – 20 – 152	2,1 – 5,6

Ángulo de giro en (grados)	Vehículo de proyecto	curva compuesta simétrica de 3 centros		curva compuesta asimétrica de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrica (m)
150	Ap (1)	23 – 6 – 23	0,6	-	-
	C2 y C3	30 – 9 – 30	1,2	-	-
	C2 – R2	30 – 9 – 30	2,0	28 – 8 – 48	0,3 – 3,6
	C2 – R3 y C3 – R2	48 – 11 – 48	2,1	36 – 9 – 45	1,0 – 4,3
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	145 – 17 – 145	4,5	43 – 18 – 170	2,4 – 3,0
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	168 – 14 – 168	5,8	61 – 17 – 183	2,0 – 5,0
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	2,1	30 – 18 – 91	1,5 – 2,4
	T3-S2-R4	213 – 20 – 213	4,6	61 – 20 – 152	2,7 – 5,6
180	Ap (1)	15 – 5 – 15	0,2	-	-
	C2 y C3	30 – 9 – 30	0,5	-	-
	C2 – R2	30 – 6 – 30	3,0	26 – 6 – 45	2,0 – 4,0
	C2 – R3 y C3 – R2	48 – 8 – 48	3,0	30 – 8 – 55	2,0 – 4,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	245 – 14 – 245	6,0	30 – 17 – 275	4,5 – 4,5
	T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S2-S2, T3-S2-S2,T3-S3-S2, T2-S1-R2, T2-S2-R2, T2-S1-R3 y T3-S1-R2	183 – 14 – 183	6,2	30 – 17 – 122	1,8 – 4,6
	T3-S1-R3, T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 17 – 76	2,9	30 – 17 – 91	2,6 – 3,2
	T3-S2-R4	213 – 17 – 213	6,1	61 –18 – 252	3,0 – 6,4

(1) Ap = Automóvil particular

- **Sobreelevación de curvas en intersecciones**

  La sobreelevación máxima de curvas en intersecciones es del 10%. La Tabla VII.8. sugiere rangos de valores de sobreelevación para diferentes velocidades de proyecto y radios de curvatura. Cuando la probabilidad de heladas o nevadas en el sitio es alta, la sobreelevación no debe exceder 8%.

TABLA VII.8. Sobreelevación de curvas en intersecciones

Radio (m)	Grado de curvatura	Velocidad de Proyecto, en km/h					
		25	30	40	50	60	65
15	75,1	0,02-0,10	-	-	-	-	-
27	41,8	0,02-0,07	0,02-0,10	-	-	-	-
46	25,0	0,02-0,05	0,02-0,08	0,04-0,10	-	-	-
70	16,3	0,02-0,04	0,02-0,06	0,03-0,08	0,06-0,10	-	-
95	12,1	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,06	0,05-0,09	0,08-0,10	-
131	8,7	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,05	0,04-0,07	0,06-0,09	0,09 -0,10
183	6,3	0,02	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,05	0,05-0,07	0,07 -0,09
305	3,8	0,02	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05	0,05-0,06
457	2,5	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05
610	1,9	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04
914	1,3	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02 -0,03

Nota: Preferentemente use un rango de sobreelevación superior o el tercer rango indicado. En áreas donde la nieve o el hielo sean frecuentes, use un rango máximo de sobre-elevación de 0.08.

La Tabla VII.9, recomienda rangos máximos del cambio en la elevación de la orilla de calzada, respecto al eje de giro; así que el diferencial de elevación, dividido entre el ancho de calzada, si se gira sobre la orilla, no debe exceder los valores de dicha Tabla.

TABLAVII.9. Rango máximo de variación de orilla de calzada de curvas en intersecciones

Velocidad de Proyecto (km/h)	25 – 40	50	65	80	90	100	105	110
Rango máximo de cambio de elevación de orilla de calzada, respecto al eje de giro.	0,71	0,67	0,58	0,50	0,47	0,45	0,41	0,40

Al proyectar los ramales de salida o de entrada a las intersecciones en curva, sobre todo en bifurcaciones, es posible que las sobreelevaciones tengan valores diferentes; en tales casos, el quiebre o diferencia algebraica de pendientes no excederá a los valores sugeridos en la Tabla VII.10.

TABLA VII.10. Diferencia algebraica máxima de pendiente transversal entre las calzadas del ramal y de la carretera

Velocidad de Proyecto en salida o entrada, en km/h	Diferencia algebraica máxima de pendiente entre ramal y carretera, en %
30 y menor	5,0 a 8,0
40 y 50	5,0 a 6,0
60 y mayor	4,0 a 5,0

- **Radios mínimos para curvas en intersecciones, en función de la velocidad de proyecto en el ramal o rampa**

  En la Tabla VII.11, se indican las relaciones velocidad-curvatura. Los radios mínimos recomendados, deben usarse para el proyecto de la orilla interna de la calzada y no para el centro de la trayectoria del vehículo o el eje del ramal o rampa.

TABLA VII.11. Radios mínimos para curvas en intersecciones

Velocidad de proyecto, en el ramal o rampa km/h	25	30	40	50	60	70
Coeficiente 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 + μ	0,32	0,29	0,27	0,26	0,25	0,25
Radio mínimo calculado (R), 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
Grado máximo de curvatura	-	48	24	15	10	8

Nota: Para velocidades de proyecto de 70 km/h o mayores, use valores para condiciones de camino abierto.
Fórmula empleada: $s + \mu = 0.00785\ V^2/R$

- Curvas de transición

  Los vehículos que dan vuelta en las intersecciones lo hacen siguiendo trayectorias de transición, en la misma forma que lo hacen en las curvas de camino abierto. Las curvas de transición que mejor se ajustan a las trayectorias naturales pueden ser curvas circulares compuestas. En la Tabla VII.12, se indican las longitudes mínimas.

TABLA VII.12. Longitud de arcos circulares de una curva compuesta cuando está 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 ó más
Longitud del arco circular							
Mínima m	12	15	18	24	30	36	42
Deseable m	18	21	27	36	42	54	60

Nota: Los valores se obtuvieron considerando que la trayectoria de viaje es en la dirección de la curva más pronunciada, también son aplicables para la condición de aceleración cuando la dirección de viaje es de la curva forzada a la más suave

F.1.3. Distancia de visibilidad

F.1.3.1. Controles

F.1.3.1.1. Sin control, permitiendo a los vehículos ajustar su velocidad (Caso A)

En cruces no controlados mediante señalamiento de "CEDA EL PASO", "ALTO" o semáforos, los conductores de los vehículos que se aproximan a una intersección comúnmente reducen la velocidad al 50%. En la Figura VII.5-A, desde la distancia del punto de decisión (a) del triángulo de visibilidad para ver al tránsito que se aproxima por la derecha o la izquierda de la otra carretera; la distancia (a) se recorre en un tiempo de 3.6 s (2.6 s de tiempo de percepción y reacción, más 1 s, para aplicar el freno o acelerar para ajustar la velocidad)

La Figura VII.5, ilustra los dos casos de triángulos de visibilidad típicos:

A) cuando un vehículo llega al cruce por el camino secundario

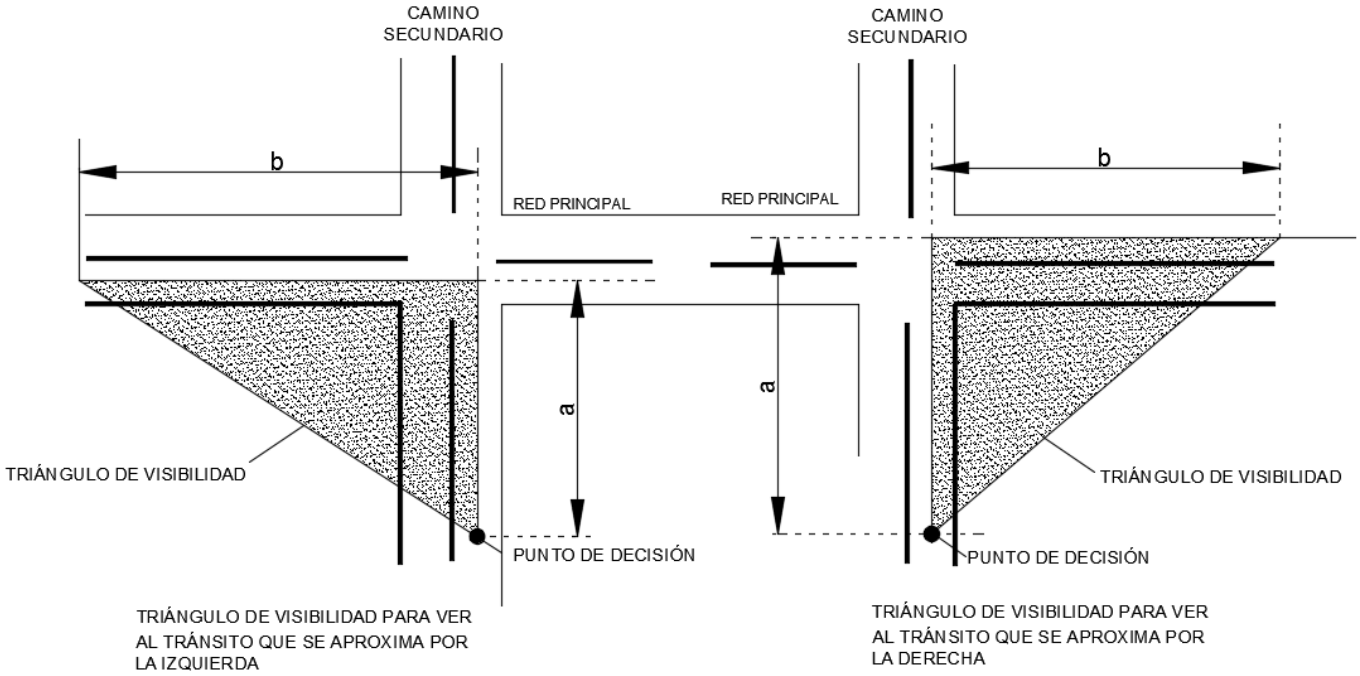
B) cuando un vehículo detenido en el camino secundario intenta cruzar el camino principal para salir de la intersección.

Las dimensiones de los catetos “a” y “b” del triángulo, corresponden a distancias de visibilidad determinadas empíricamente, a partir de observaciones de campo, según el control en la intersección.

Los vehículos que se acercan a la intersección por la derecha, tendrán la preferencia de paso de los vehículos que se aproximan a la izquierda, los cuales deberán ceder el paso.

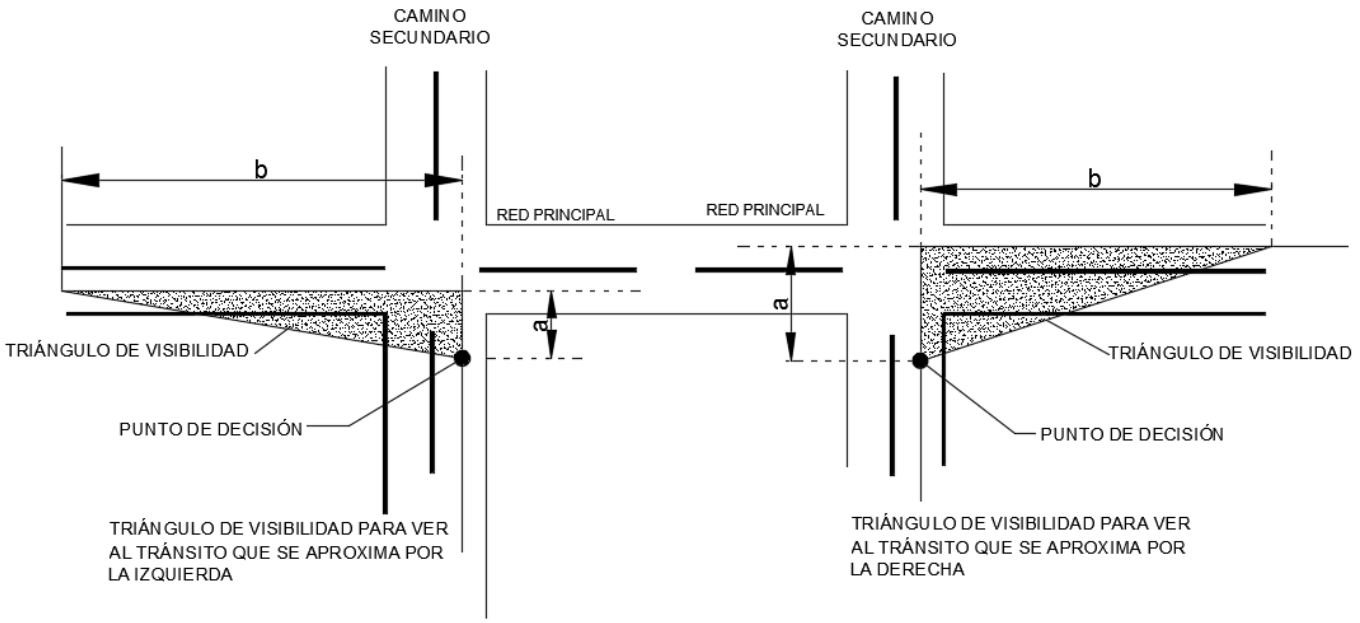
Cuando no se pueda proporcionar el triángulo mínimo de visibilidad se utilizarán dispositivos para el control del tránsito (instalando señales de velocidad y ALTO o semáforos, antes de arribar a la intersección), que hagan reducir la velocidad de los vehículos o incluso detenerlos.

Cuando la pendiente en el acceso de una intersección exceda el 3%, la rama del triángulo de visibilidad libre a lo largo de ese acceso se ajustará multiplicando la distancia de visibilidad de la Tabla VII.13 por el factor apropiado de ajuste de la Tabla VII.14.



- A -
Triángulos de visibilidad de llegada

FIGURA VII.5. Distancia de visibilidad en intersecciones, triángulo mínimo de visibilidad



- B -
Triángulos de visibilidad de salida

TABLA VII.13. Longitud de los lados del triángulo de visibilidad: caso A – sin control de tránsito

Velocidad (km/h)	Distancias "a" y "b" (m)
20	20
30	30
40	40
50	50
60	60
70	75
80	85
90	95
100	105
110	115
Nota: Para pendientes del acceso mayor a 3%, multiplíquense los valores en esta Tabla por el factor apropiado de ajuste a partir de la Tabla F.13.	

TABLA VII.14. Factor de ajuste para la distancia de visibilidad de parada en función de la pendiente del acceso

Pendiente en el acceso (%)	Velocidad de Proyecto (km/h)									
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
-6	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2
-5	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2
-4	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
-3 a +3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
+4	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+5	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+6	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Nota: Con base en el cociente de la distancia de visibilidad de parada en una pendiente específica del acceso entre la distancia de visibilidad de parada en terreno plano.										

Si la distancia de visibilidad proporcionada en la Tabla VII.13, ajustada por efecto de las pendientes de acceso no puede proporcionarse, entonces se considerará la instalación de señalamientos restrictivos de velocidad en los accesos de la carretera principal o instalar señales de ALTO en uno o más de los accesos.

F.1.3.1.2. Control de incorporación de la carretera de menor importancia (Caso B)

Para intersecciones de cuatro ramas con control de incorporación en el camino secundario se proporcionarán triángulos de visibilidad por separado para acomodar las incorporaciones hacia el camino principal.

Para intersecciones de tres ramas con control de incorporación del camino secundario sólo se considerarán los triángulos de visibilidad de llegada para

acomodar las maniobras de vueltas izquierdas y/o derechas hacia el camino principal, ya que la maniobra de cruce no existe.

La Tabla VII.15 muestra la distancia de visibilidad de proyecto en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados, vueltas izquierdas y/o derecha en intersecciones con control de incorporación.

TABLA VII.15. Distancia de visibilidad de proyecto en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados, vuelta izquierda o derecha en intersecciones con control de incorporación

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles (m)		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados (m)	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	44,5	45	66,7	70
30	31	66,7	70	100,1	105
40	46	89,0	90	133,4	135
50	63	111,2	115	166,8	170
60	83	133,4	135	200,2	205
70	104	155,7	160	233,5	235
80	128	177,9	180	266,9	270
90	155	200,2	205	300,2	305
100	183	222,4	225	333,6	335
110	214	244,6	245	367,0	370

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo realizando una vuelta derecha o izquierda sin detenerse, hacia una carretera de dos carriles

F.1.3.1.3. Control de ALTO para la carretera de menor importancia (Caso C)

Los triángulos de visibilidad de incorporación, para las intersecciones con dispositivos de control en el camino secundario, se considerarán para tres situaciones:

Caso C1: Vuelta izquierda desde el camino secundario.

Caso C2: Vuelta derecha desde el camino secundario.

Caso C3: Cruce del camino principal desde el camino secundario.

- Caso C1. Vuelta Izquierda desde el Camino Secundario.

  En la Tabla VII.16 se indican las distancias de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados para el caso C1, vuelta izquierda desde la posición de ALTO en el camino secundario.

TABLA VII.16. Distancia de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados para el caso C1, vuelta izquierda desde la posición de alto en el camino secundario

Velocidad de Proyecto del camino principal (km/h	Distancia de Visibilidad de Parada en el camino principal (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	41,7	45	63,9	65
30	31	62,6	65	95,9	100
40	46	83,4	85	127,9	130
50	63	104,3	105	159,9	160
60	83	125,1	130	191,8	195
70	104	146,0	150	223,8	225
80	128	166,8	170	255,8	260
90	155	187,7	190	287,7	290
100	183	208,5	210	319,7	320
110	214	229,4	230	351,7	355

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo detenido que da la vuelta a la izquierda hacia una carretera principal de dos carriles sin faja separadora central y pendiente de acceso de 3% o menos. Para otras condiciones, el tiempo será ajustado y la distancia de visibilidad requerida recalculada.

Si la faja separadora central del camino dividido es bastante ancha para almacenar al vehículo de proyecto con un espacio libre de 1 m a los carriles del tránsito transversal, de ambos extremos del vehículo, no se necesita ningún análisis por separado para el triángulo de visibilidad de salida para las vueltas izquierdas desde el acceso del camino secundario hacia la calzada próxima a la izquierda.

Se considerará el ancho de la faja separadora central, al determinar el número de carriles a ser cruzados, o sea, el ancho de la faja separadora central se convertirá a carriles equivalentes. Por ejemplo, una faja separadora central de 7.2 m será considerada como dos carriles adicionales a ser cruzados. Además, se proporcionará un triángulo de visibilidad de salida para vueltas izquierdas desde la faja separadora central para el vehículo de proyecto más largo que pueda estar en dicha faja, con espacio libre adecuado a los carriles para el tránsito frente a él.

- Casos C2 y C3. Vuelta Derecha y maniobra de cruce, desde el Camino Secundario.

  En la Tabla VII.7, se indican las distancias de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados para los casos C2 y C3, vuelta derecha desde el camino secundario y maniobra de cruce.

TABLA VII.17. Distancia de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados para los casos C2 y C3, vuelta derecha desde el camino secundario y maniobra de cruce

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	36,1	40	58,4	60
30	31	54,2	55	87,6	90
40	46	72,3	75	116,8	120
50	63	90,4	95	146,0	150
60	83	108,4	110	175,1	180
70	104	126,5	130	204,3	205
80	128	144,6	145	233,5	235
90	155	162,6	165	262,7	265
100	183	180,7	185	291,9	295
110	214	198,8	200	321,1	325

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo detenido que da la vuelta a la derecha o cruza una carretera de dos carriles sin faja separadora central y pendiente de acceso de 3% o menos. Para otras condiciones el tiempo será ajustado y la distancia de visibilidad requerida recalculada.

F.1.3.2. Maniobras

F.1.3.2.1. Maniobra de cruce desde el camino secundario

En la Tabla VII.18, se indica longitud de la rama del triángulo de visibilidad a lo largo del camino principal para automóviles y camiones de carga articulados, maniobra de cruce desde intersecciones con control de incorporación.

TABLA VII.18. Longitud de la rama del triángulo de visibilidad a lo largo del camino principal para automóviles y camiones de carga articulados, maniobra de cruce desde intersecciones con control de incorporación

Velocidad de Proyecto del Camino Principal (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (metros)	Valores de Proyecto para Automóviles (m)					Valores de Proyecto para Camiones de Carga Articulados (m)				
		Velocidad de Proyecto del Camino Secundario (km/h)									
		20	30-80	90	100	110	20	30	40	50-90	100-110
20	20	40	40	40	40	45	70	55	50	45	50
30	31	60	55	60	60	65	105	85	75	70	75
40	46	85	75	80	80	85	135	110	95	90	95
50	63	105	95	95	100	105	170	135	120	115	120
60	83	125	110	115	120	125	205	165	145	135	145
70	104	145	130	135	140	145	240	190	170	160	170
80	128	165	145	155	160	165	270	215	190	180	190
90	155	185	165	175	180	190	305	245	215	205	215
100	183	205	185	190	200	210	340	270	240	225	240
110	214	225	200	210	220	230	370	295	260	245	260

F.1.3.2.2. Vuelta a la izquierda incorporándose a una vía principal

En la Tabla VII.15, se indica la distancia de visibilidad de proyecto en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados, vuelta izquierda en intersecciones con control de incorporación.

F.1.3.2.3. Vuelta a la derecha incorporándose a una vía principal

Para intersecciones de cuatro ramas con control de incorporación en el camino secundario se proporcionarán triángulos de visibilidad por separado para acomodar las vueltas derechas hacia el camino principal.

Para intersecciones de tres ramas con control de incorporación del camino secundario sólo se considerarán los triángulos de visibilidad de llegada para acomodar las maniobras de vuelta derecha hacia el camino principal, ya que la maniobra de cruce no existe.

La Tabla VII.15, muestra la distancia de visibilidad de proyecto en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados, vuelta derecha en intersecciones con control de incorporación.

F.1.3.2.4. Control con semáforo (Caso D)

- Vuelta izquierda desde camino secundario

Los vehículos que dan vuelta a la izquierda, desde el camino secundario, deben tener suficiente distancia de visibilidad para seleccionar el lapso de tiempo del tránsito del sentido opuesto y completar la vuelta izquierda. Aparte de esta condición de visibilidad no hay generalmente otros triángulos de visibilidad de llegada o salida requeridos para intersecciones con semáforos. La semaforización puede ser una medida apropiada contra los accidentes en

intersecciones con elevados volúmenes vehiculares y con distancia de visibilidad restringida.

Sin embargo, si el semáforo va a ser operado en la modalidad destellante en los dos sentidos (es decir, destellante amarillo en los accesos del camino principal y destellante rojo en los accesos del camino secundario) para condiciones fuera de la hora pico o nocturnas, entonces se proporcionarán los triángulos apropiados de visibilidad de salida para el Caso C, ambos hacia la derecha y hacia la izquierda para los accesos de la carretera secundaria. Además, si se van a permitir las vueltas derechas en rojo, desde cualquier acceso, entonces el triángulo de visibilidad de salida apropiado hacia la izquierda será el Caso C2.

- Vuelta izquierda desde camino principal

Desde el camino principal donde se permita a los vehículos dar vuelta izquierda cruzando el tránsito del sentido opuesto del mismo camino, tendrán suficiente distancia de visibilidad para acomodar dicha maniobra. La distancia de visibilidad a lo largo del camino principal requerida es la distancia a la velocidad de proyecto del camino principal que se indica en la Tabla VII.19.

TABLA VII.19. Distancia de visibilidad en intersecciones, vuelta izquierda desde el camino principal

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles (m)		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados (m)	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	30,6	35	41,7	45
30	31	45,9	50	62,6	65
40	46	61,2	65	83,4	85
50	63	76,5	80	104,3	105
60	83	91,7	95	125,1	130
70	104	107,0	110	146,0	150
80	128	122,3	125	166,8	170
90	155	137,6	140	187,7	190
100	183	152,9	155	208,5	210
110	214	168,2	170	229,4	230

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo realizando una vuelta izquierda desde una carretera no dividida. Para otras condiciones y vehículos de proyecto, el tiempo será ajustado y la distancia de visibilidad recalculada

Sin embargo, en intersecciones de tres ramas o accesos a las propiedades colindantes, localizados en o cerca de una curva horizontal o de una curva vertical en cresta en el camino principal, la disponibilidad de distancia de visibilidad adecuada para las vueltas izquierdas desde el camino principal será verificada. Además, la disponibilidad de distancia de visibilidad para las vueltas izquierdas desde las carreteras divididas, se verificará debido a la posibilidad de obstrucciones a la visibilidad en la faja separadora central.

F.1.3.2.5. Efecto del esviajamiento

Algunos de los factores para la determinación de la distancia de visibilidad en la intersección podrían requerir ajustes, cuando dos carreteras se intersectan en un ángulo menor de 60° y cuando el realineamiento para aumentar el ángulo de intersección no se justifica.

Los triángulos de visibilidad libre descritos anteriormente, son aplicables para intersecciones en ángulo oblicuo. En la Figura VII.6, se muestra cómo las ramas del triángulo de visibilidad quedarán a lo largo de los accesos de la intersección.

En una intersección en ángulo oblicuo deberá incrementarse la longitud de los recorridos para algunas maniobras de vuelta y cruce. La longitud del recorrido real para una maniobra de vuelta o cruce se calcula dividiendo los anchos totales de los carriles (más el ancho de la faja separadora central, de ser el caso), entre el seno del ángulo de la intersección.

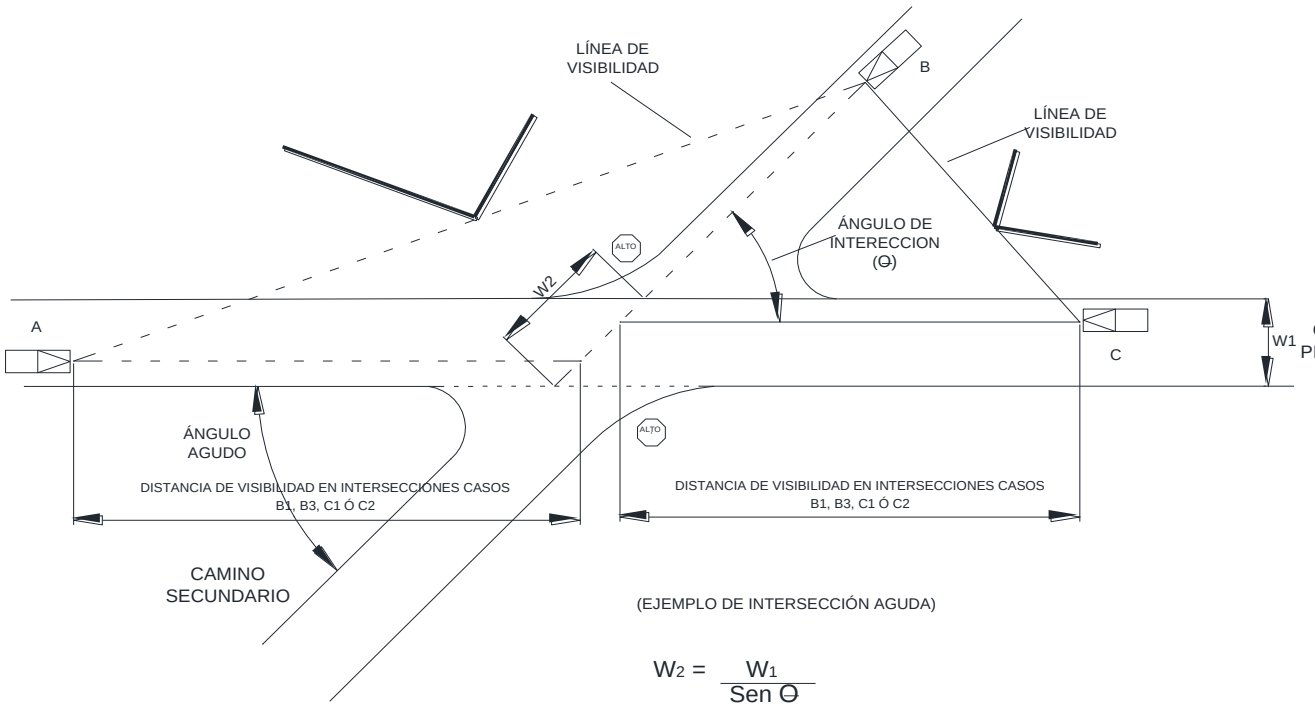


FIGURA VII.6. triángulo de visibilidad en intersecciones esviajadas

F.1.3.2.6. Efecto de los perfiles verticales

La longitud de las curvas verticales se determinará de la misma manera que para tramos carreteros, con base en la distancia de visibilidad medida desde los ojos del conductor situados a una altura de 1.08 m hasta un objeto con una altura de 0.60 m. En este caso, son aplicables directamente las fórmulas referentes a curvas verticales en cresta.

F.1.3.2.7. Intersecciones con vías férreas

Los cruces de carreteras con vías férreas serán tratados como cualquier intersección entre carreteras, pueden ser a nivel o a desnivel. La geometría de una carretera y una estructura que implican el cruce superior o inferior de una vía férrea es sustancialmente la misma que la de pasos carreteros a desnivel sin rampas.

- Proyecto geométrico de cruce a nivel

✓ Alineamiento Horizontal

Los elementos horizontales de una carretera que se aproxima al cruce a nivel de una vía férrea se construirán en ángulo recto y no deberán existir intersecciones aledañas al cruce de otras carreteras. También se recomienda que el cruce se efectúe, hasta donde sea posible, en terreno plano.

Los cruces a nivel no deben estar ubicados en autopistas o bien en curvas de la carretera o del ferrocarril. La curvatura impide una visión y atención adecuada del conductor en un cruce ferroviario.

Cuando la carretera es paralela a la vía férrea y adelante se cruzan, debe existir un ancho suficiente entre la vía y la carretera para permitir al tránsito vehicular girar y cruzar la vía en una distancia recta suficiente para detenerse en la señal de ALTO.

✓ Alineamiento vertical

Las curvas verticales serán de suficiente longitud para asegurar una visibilidad adecuada del cruce. Conviene que el proyecto geométrico del cruce se haga conjuntamente con los dispositivos de advertencia. Estos últimos pueden ser: pasivos, como el señalamiento vertical y horizontal; y activos, como las luces intermitentes y las barreras automáticas.

En algunos casos, el alineamiento vertical de la carretera puede no cumplir con la geometría aceptable, para la velocidad de proyecto debido a restricciones topográficas o limitaciones del derecho de vía. Para evitar que los conductores de vehículos con poco espacio libre se vean atrapados en las vías férreas, la superficie del cruce estará en el mismo plano que la parte superior de las mismas y a una distancia paralela de 0.6 m de los rieles. La superficie de la carretera no estará más de 75 mm por encima o por debajo, que la parte superior del riel más cercano, en un punto a 9 m de la vía, en ambos lados, tal como se muestra en Figura VII.7.

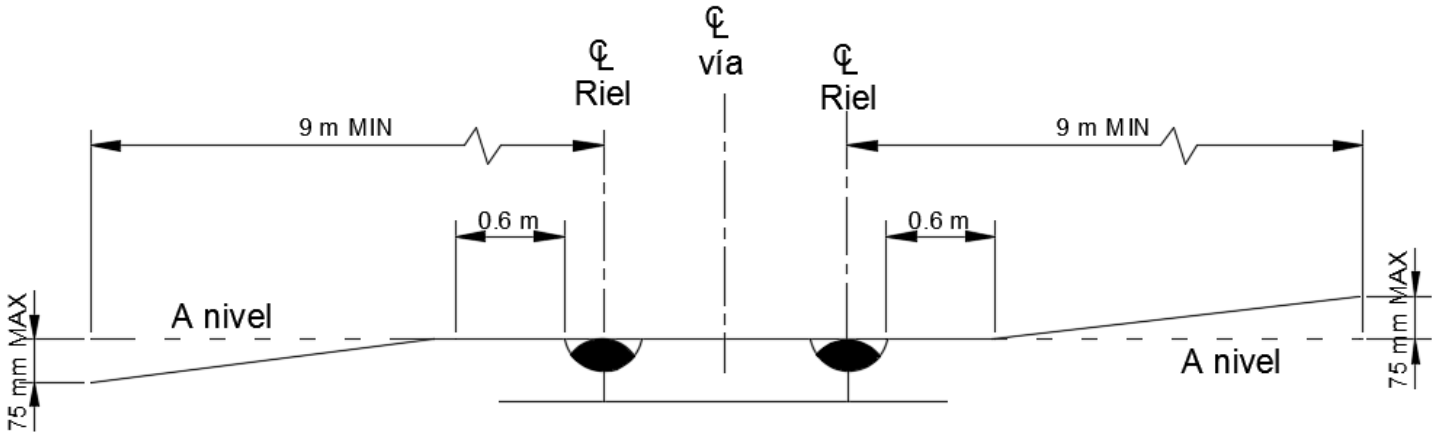


FIGURA VII.7. Crucero a nivel carretera – ferrocarril

- Distancias de visibilidad de parada:

La distancia de visibilidad de parada es una consideración primordial en un cruce a nivel ferrocarril-carretera sin dispositivos de alerta activados.

Existen varios eventos que pueden ocurrir en un cruce a nivel ferrocarril-carretera sin dispositivos de alerta activados. Dos de estos eventos relacionados con la determinación de la distancia de visibilidad de parada son:

✓ El conductor del vehículo puede observar al tren que se aproxima con una visión clara que le permitirá pasar con seguridad por el cruce a nivel antes de que llegue el tren a dicho cruce.

✓ El conductor del vehículo puede observar al tren que se aproxima con una visión clara que le permitirá detener el vehículo antes de que llegue el tren a dicho cruce.

Ambas maniobras se presentan en el Caso “A”, de la Figura VII.8. El triángulo de visibilidad consiste de dos ramas principales (es decir, la distancia de visibilidad ***dH*** a lo largo de la carretera y la distancia de visibilidad ***dT*****,** a lo largo de las vías del tren). En la Tabla VII.20. se presentan los valores de las distancias de visibilidad, para diferentes velocidades del vehículo y el tren.

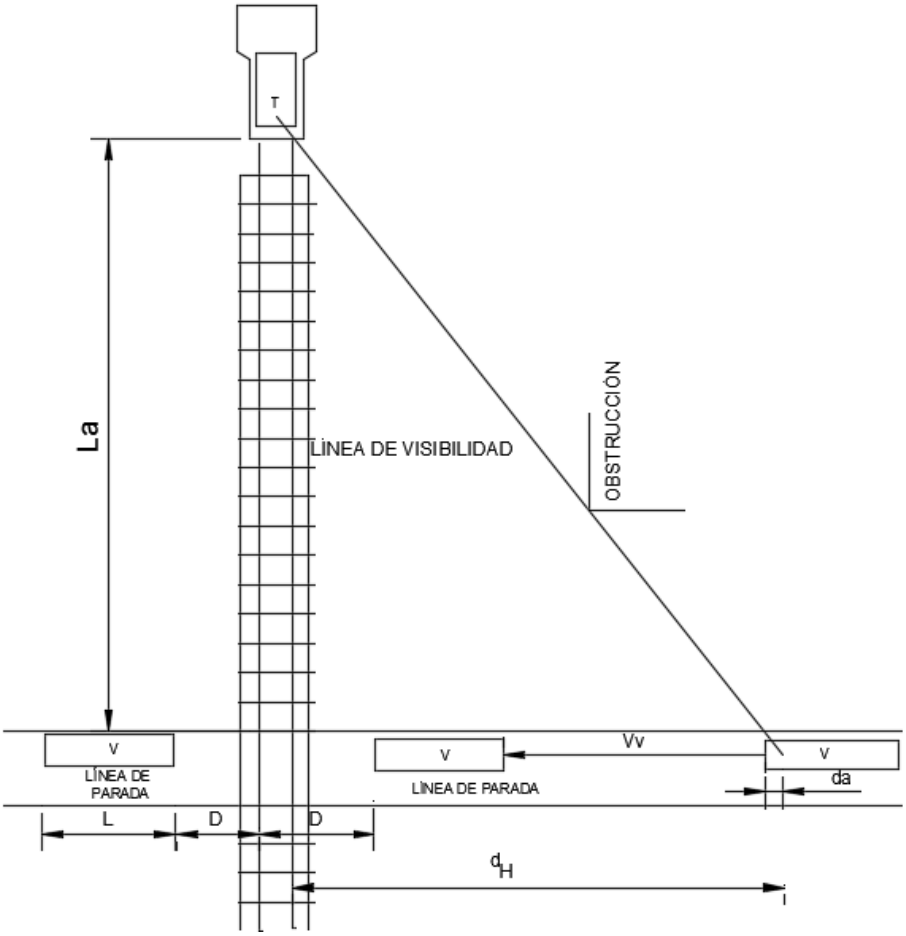


FIGURA VII.8. Caso A: Cruce seguro del vehículo en movimiento o detenido en el cruce de la vía del tren

TABLA VII.20. Distancia de visibilidad requerida para determinada velocidad del de carga de 20 m, que cruza vías sencillas a 90°tren y un camión unitario

Velocidad del Tren (km/h)	Caso "B" Salida desde la línea de ALTO	Caso "A" Vehículo en Movimiento												
		Velocidad del Vehículo (km/hr)												
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Distancia del tren por las vías férreas, desde el crucero, en m														
10	45	39	24	21	19	19	19	19	20	21	21	22	23	24
20	91	77	49	41	38	38	38	39	40	41	43	45	47	48
30	136	116	73	62	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
40	181	154	98	82	77	77	77	77	77	77	77	77	77	77
50	227	193	122	103	96	96	96	96	96	96	96	96	96	96
60	272	232	147	123	115	115	115	115	115	115	115	115	115	115
70	317	270	171	144	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134
80	362	309	196	164	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123
90	408	347	220	185	234	234	234	234	234	234	234	234	234	234
100	453	386	245	206	256	256	256	256	256	256	256	256	256	256
110	498	425	269	226	246	246	246	246	246	246	246	246	246	246
120	544	463	294	247	245	245	245	245	245	245	245	245	245	245
130	589	502	318	267	338	338	338	338	338	338	338	338	338	338
140	634	540	343	288	319	319	319	319	319	319	319	319	319	319
Distancia del vehículo por la carretera, desde el crucero, en m														
		15	25	3	40	53	70	90	112	136	162	191	255	291

Nota: Se deberán hacer ajustes para cruces esviajados.

Caso "B", de la Tabla VII.20. se tienen diferentes valores de la distancia de visibilidad de salida del vehículo para un rango de velocidades de trenes. Cuando un vehículo se ha detenido en la línea de ALTO, en un cruce de ferrocarril, el operador del vehículo debe tener la suficiente distancia de visibilidad a lo largo de las vías para acelerar el vehículo y cruzar libremente antes de la llegada del tren, incluso si el tren llega a la vista justo cuando el vehículo inicia su marcha como se muestra en la Figura VII.9. Estos valores se obtienen de la fórmula:

$$dT = A * VT\left[\frac{VG}{a1} + \frac{L + 2D + W - da}{VG} + J\right]$$

Donde:

A = Constante = 0.278

d_T = Distancia de visibilidad del tren

V_T = Velocidad del tren (km/h), por medir en el lugar

V_G	=	Velocidad del vehículo, el cual se asume como 2.7 m/seg
a_1	=	Aceleración del vehículo, el cual se asume como 0.45 m/seg^2
L	=	Longitud del vehículo el cual se asume como 20 m
D	=	Distancia de la línea de alto al riel más cercano, el cual se asume como 4.5 m
J	=	Suma del tiempo de percepción más el tiempo para acelerar, el cual se asume como 2.0 seg
W	=	Distancia entre rieles externos, para una vía sencilla es 1.5 m
da	=	Distancia recorrida por el vehículo detenido, mientras acelera hasta la velocidad máxima: da = $(V_G)^2/2a_1 = (2.7)^2/(2)(0.45) = 8.1$ m

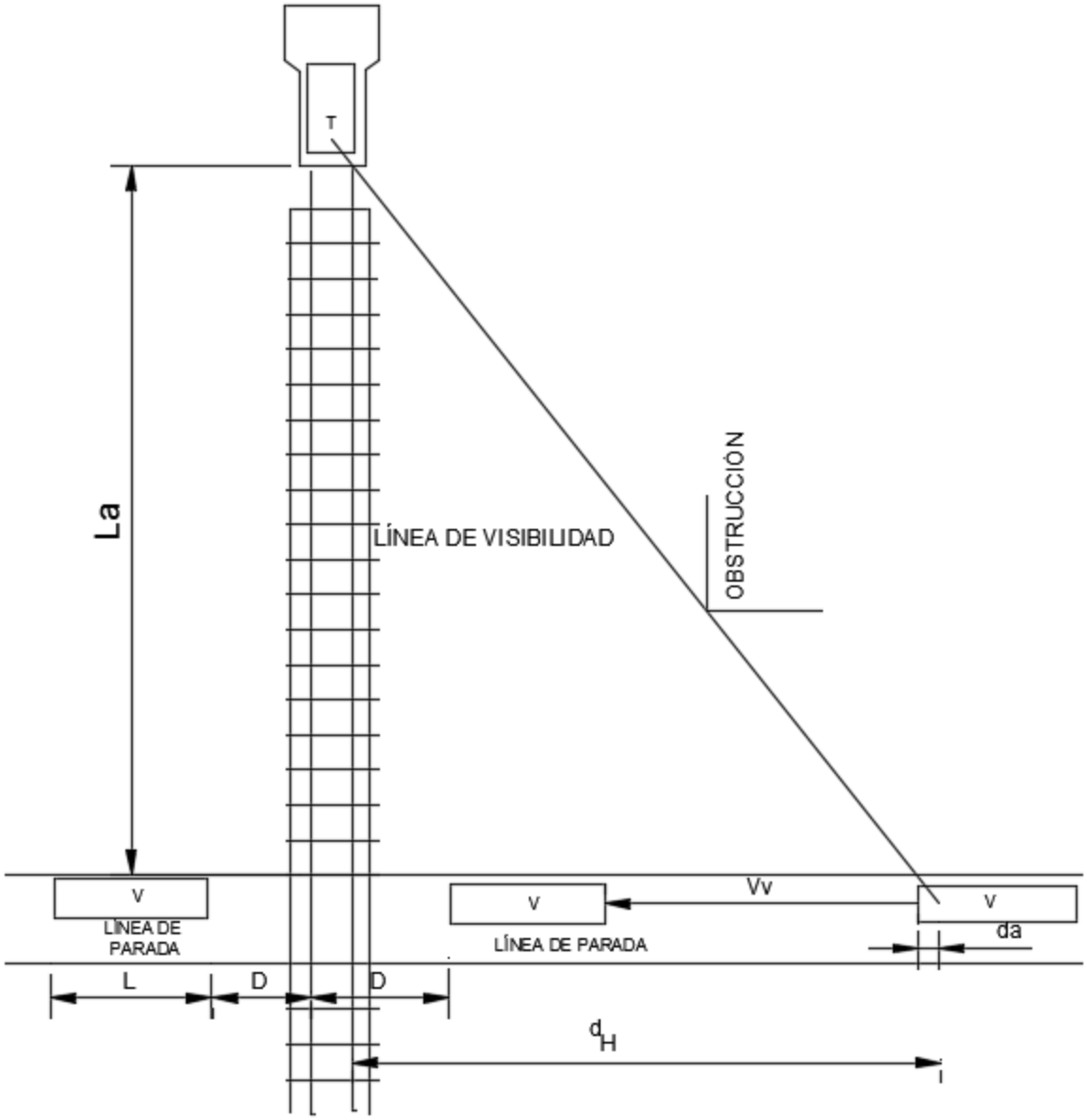


FIGURA VII.9. Caso “B”, Salida de un vehículo desde la posición de parada, cruzando una vía férrea sencilla

Las distancias de visibilidad que se indican en la Tabla VII.20. son recomendables en terreno plano en cualquier cruce a nivel de ferrocarril sin dispositivos de control de alerta.

En un terreno no plano se instalan señales y dispositivos de control de velocidad para indicar la reducción de la velocidad de operación del vehículo. En caso de la presencia de obstrucciones de visibilidad, se instalarán dispositivos de control de alerta, para advertir a los conductores a tiempo la aproximación de un tren para que el tránsito de la carretera haga alto antes de cruzar las vías.

Para que los vehículos que cruzan dos vías del tren, desde una posición de ALTO, con la parte delantera del vehículo a 4.5 m de la vía de ferrocarril más cercana, las distancias de visibilidad a lo largo del ferrocarril se calculan con la fórmula 1 antes indicada con el ancho de las 2 vías (W).

- Dispositivos de control, protección y señalamiento
- Señalamiento Horizontal

El señalamiento horizontal deberá apegarse a lo establecido en la Norma N·PRY·CAR·10·01·002, *Diseño de Señalamiento Horizontal*.

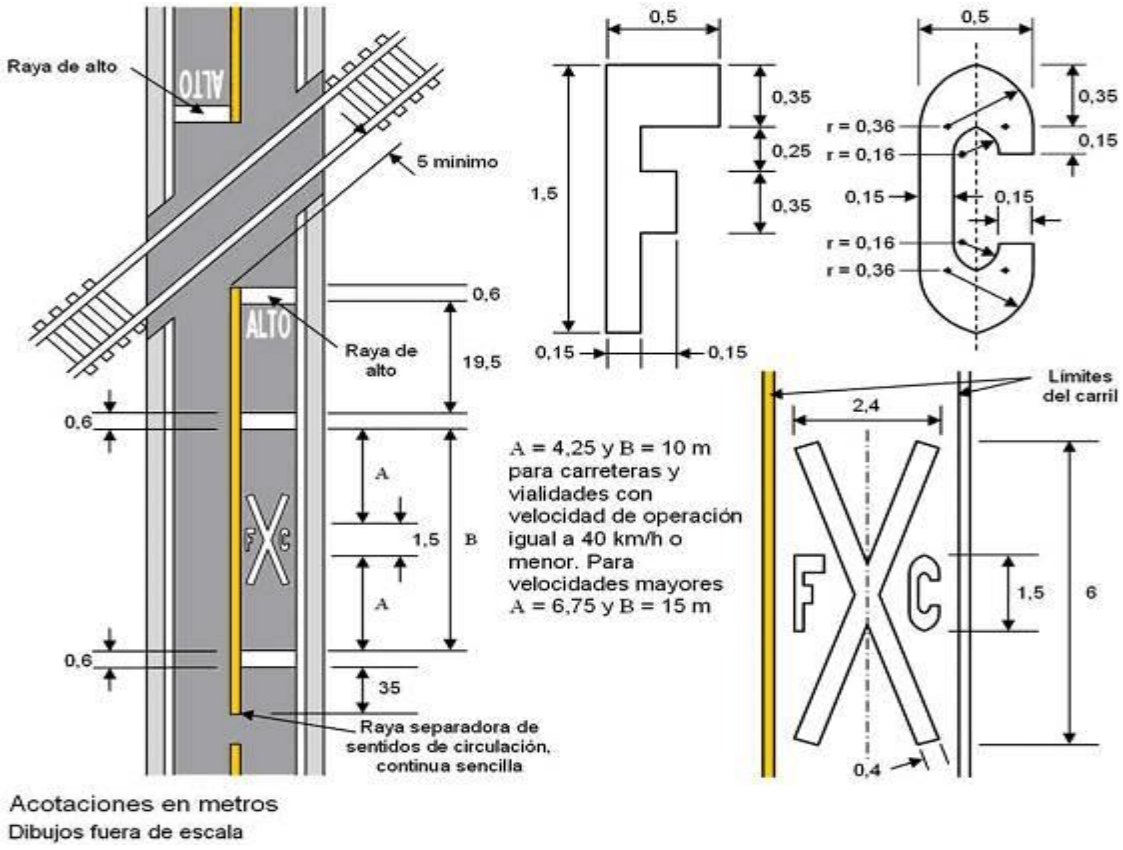


FIGURA VII.10. Marcas para cruce de FERROCARRIL (M-8)

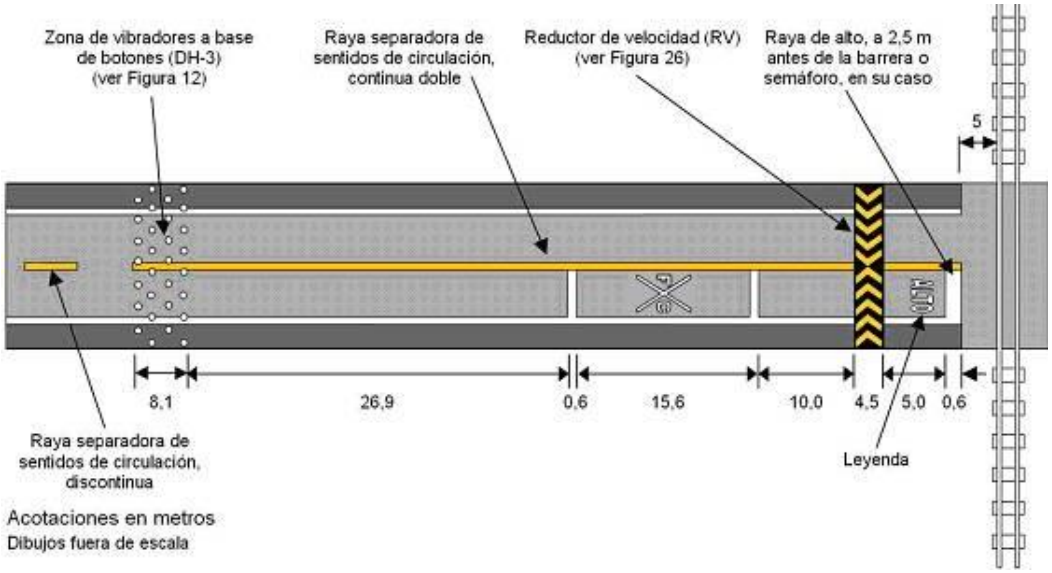


FIGURA VII.11. Ubicación de vibradores y reductores de velocidad para cruces de ferrocarril a nivel

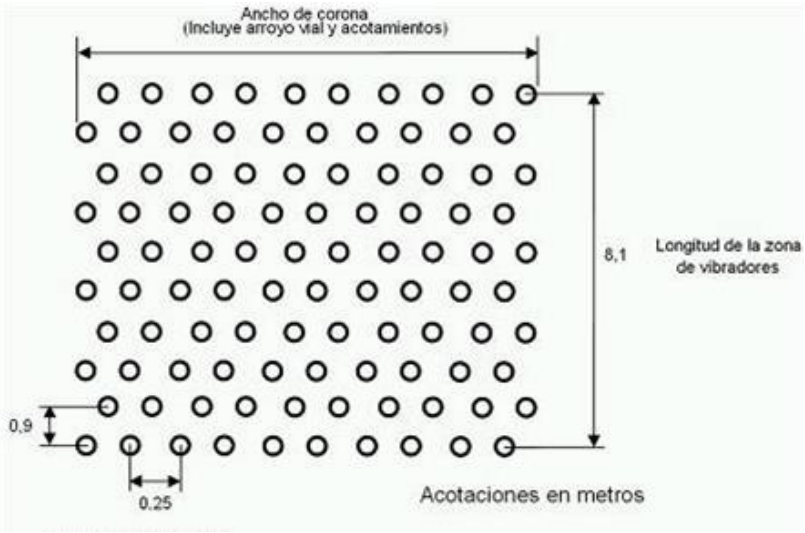


FIGURA F.11. Distribución de botones en la zona de vibradores

- Rayas con espaciamiento logarítmico

Se utilizan en carreteras y vialidades urbanas, generalmente en los pasos a nivel de peatones, cruces a nivel con vías férreas, en zonas escolares o cualquier otro sitio donde se requiera disminuir la velocidad de los vehículos, produciéndole al conductor la ilusión óptica y auditiva de que su vehículo se acelera. Deben ser rayas de color blanco reflejante, de sesenta (60) centímetros de ancho y colocadas en forma transversal al eje de la carretera, en el sentido de circulación, como se muestra en la Figura VII.10. Estas rayas deben ser realzadas o complementadas con botones (DH-3). La longitud total de la zona por marcar, el número de rayas y su separación, se deben determinar conforme con lo señalado en la Tabla VII.21, en función de la diferencia entre la velocidad requerida para la restricción y la velocidad de proyecto.

TABLA VII.21. Separación de rayas con espaciamiento logarítmico

	Diferencia de velocidades (km/h)/ número de líneas requeridas						
	20/13	30/20	40/26	50/32	60/38	70/44	80/51
Separación entre rayas, m	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25
	11,75	12,55	13,10	13,50	13,70	13,90	14,05
	9,55	10,70	11,50	12,05	12,50	12,80	13,05
	8,05	9,30	10,25	10,90	11,45	11,85	12,15
	6,95	8,25	9,25	10,00	10,60	11,05	11,40
	6,10	7,40	8,40	9,20	9,80	10,30	10,70
	5,50	6,70	7,70	8,50	9,15	9,70	10,10
	4,95	6,10	7,15	7,95	8,60	9,15	9,60
	4,50	5,65	6,60	7,40	8,10	8,65	9,10
	4,15	5,25	6,20	7,00	7,65	8,20	8,65
	3,85	4,85	5,80	6,60	7,25	7,80	8,25
	3,55	4,55	5,45	6,25	6,90	7,45	7,90
		4,30	5,15	5,90	6,55	7,10	7,55
		4,05	4,90	5,60	6,25	6,80	7,25
		3,85	4,65	5,35	6,00	6,55	7,00
		3,65	4,45	5,10	5,75	6,30	6,75
		3,45	4,25	4,90	5,50	6,05	6,50
		3,30	4,05	4,70	5,30	5,80	6,25
		3,15	3,90	4,50	5,10	5,60	6,05
			3,75	4,35	4,90	5,40	5,85
			3,60	4,20	4,75	5,25	5,65
			3,45	4,05	4,60	5,10	5,50
			3,30	3,90	4,45	4,95	5,35
			3,20	3,75	4,30	4,80	5,20
			3,10	3,65	4,20	4,65	5,05
				3,55	4,10	4,50	4,90
				3,45	4,00	4,35	4,75
				3,35	3,90	4,25	4,65
				3,25	3,80	4,15	4,55
				3,15	3,70	4,05	4,45
				3,10	3,60	3,95	4,35
					3,50	3,85	4,25
					3,40	3,75	4,15
					3,30	3,65	4,05
					3,20	3,55	3,95
					3,10	3,45	3,85
					3,05	3,35	3,75
						3,30	3,65
						3,25	3,55
						3,20	3,45
						3,15	3,40
						3,10	3,35
						3,05	3,30
							3,25
							3,20
							3,15
							3,10
							3,05
							3,00
							2,95
Σ_1	84,15	122,30	158,40	194,40	231,25	266,35	304,20

Σ_2	91,95	134,30	174,00	213,60	254,05	292,75	334,80

Σ_1 = Longitud de espaciamiento
Σ_2 = Longitud total (espaciamiento + anchura de la raya)

✓ Señalamiento vertical

a) Señales preventivas. En la Figura F.12, se indican las señales preventivas SP-35, SP-35A, B y C.

SP-35



SP-35A



SP-35B



SP-35C



FIGURA VII.13. Señales preventivas sp-35, sp-35a, b y c, "cruce con vía férrea"

b) Señal Informativa de Recomendación SIR "CRUCE DE FERROCARRIL."

Se usa para indicar el sitio donde se inicia el cruce a nivel con una vía férrea, como se muestra en la Figura VII.13, que establece el tamaño de los tableros y la distribución de la leyenda, que cumplan con lo indicado en el Capítulo VIII del Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

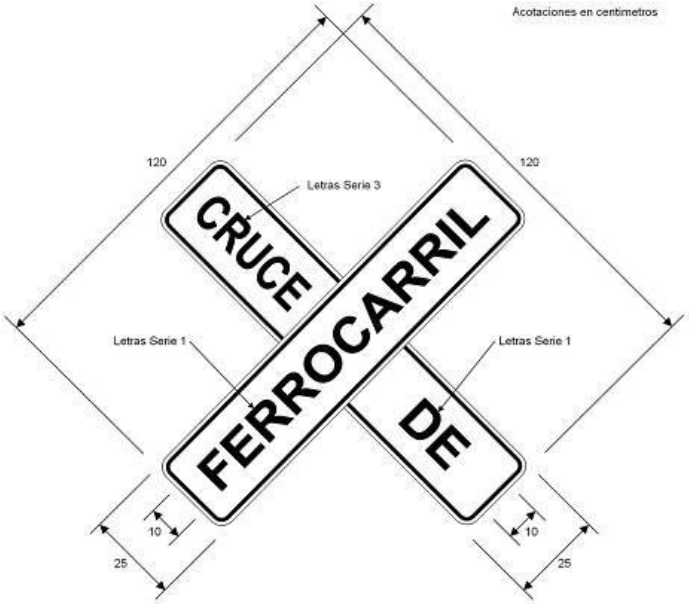


FIGURA VII.14. Señal informativa de recomendación sir de cruce de ferrocarril

c) Señal restrictiva SR-6 "ALTO".

La señal informativa de recomendación SIR "CRUCE DE FERROCARRIL" estará acompañada siempre por la señal restrictiva SR-6 "ALTO", para indicar el sitio donde debe parar el vehículo, antes del cruce con la vía férrea, como se ilustra en la Figura VII.14, o se debe integrar al semáforo o semáforo con barrera que se requiera de acuerdo con lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-050-SCT2, *Disposición para la Señalización de Cruces a Nivel de Caminos y Calles con Vías Férreas* y, cuando existan 2 o más vías férreas, se le debe añadir un tablero adicional, que indique el número de vías férreas por cruzar.

La estructura para soportar los elementos descritos anteriormente debe ser un poste blanco preferentemente de PTR de al menos 101,6 x 101,6 mm (4 X 4 pulgadas) en el que, en su parte posterior, se debe identificar el kilómetro de la vía férrea que corresponda al cruce a nivel, como se muestra en la Figura VII.14.

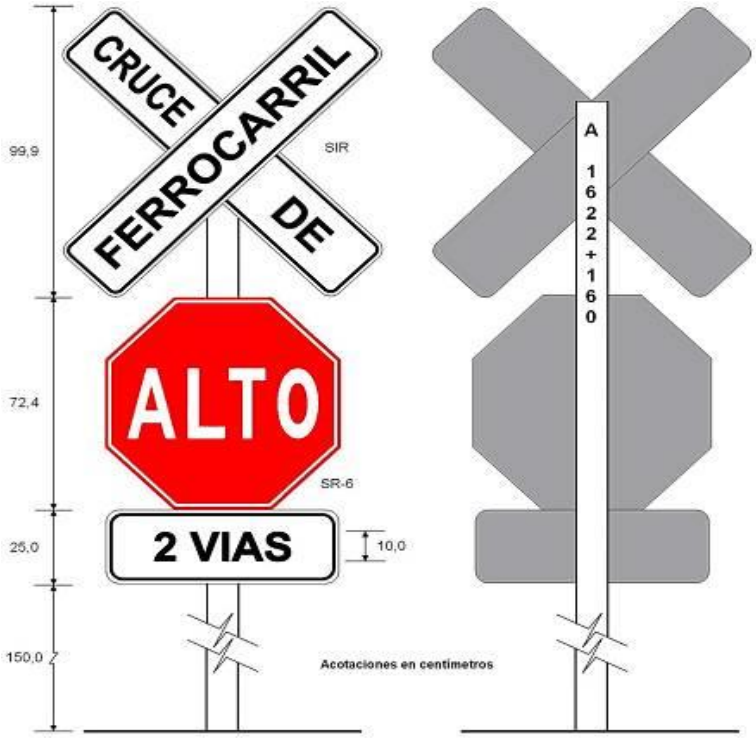


FIGURA VII.15. Señal informativa de recomendación sir de cruce de ferrocarril

Cuando no exista semáforo con o sin barrera, la señal informativa de recomendación SIR "CRUCE DE FERROCARRIL", longitudinalmente se debe colocar en el lugar mismo donde los vehículos deban hacer ALTO, al inicio de la raya de alto (M-6).

En el caso de requerir un semáforo, con o sin barrera, la señal informativa de recomendación SIR "CRUCE DE FERROCARRIL" no se colocará, pero la señal restrictiva SR-6 "ALTO" permanecerá.

d) Sistemas de control de velocidad

Para proyectar un sistema de control de velocidad apropiado, según las condiciones físicas y operativas del cruce con una vía férrea, el señalamiento vertical y horizontal, así como los dispositivos que se requieran, se deben determinar y distribuir considerando lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-034-SCT2, *Señalamiento Horizontal y Vertical de Carreteras y Vialidades Urbanas*. A continuación, en las Figuras VII.16 a VII.18, se ejemplifican sistemas de control de velocidad, que se pueden implementar cuando las velocidades de proyecto o de operación sean de 40, 60, 80 y 110 km/h y en las intersecciones, respectivamente, pero que deberán ser adaptados a las características específicas del cruce.

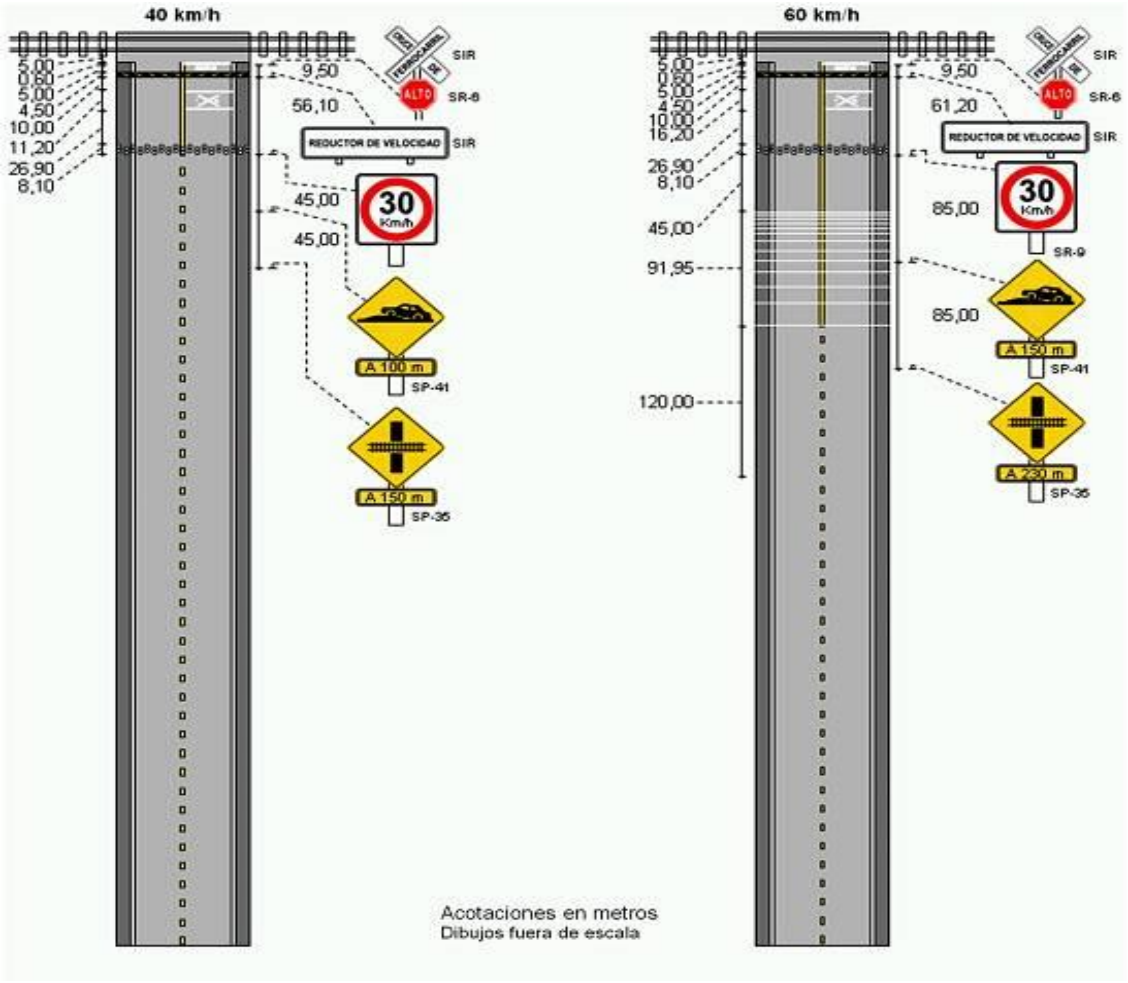


FIGURA VII.16. Sistemas de control de velocidad para cruces a nivel con vías férreas, cuando las velocidades de operación o de proyecto sean de 40 y 60 km/h

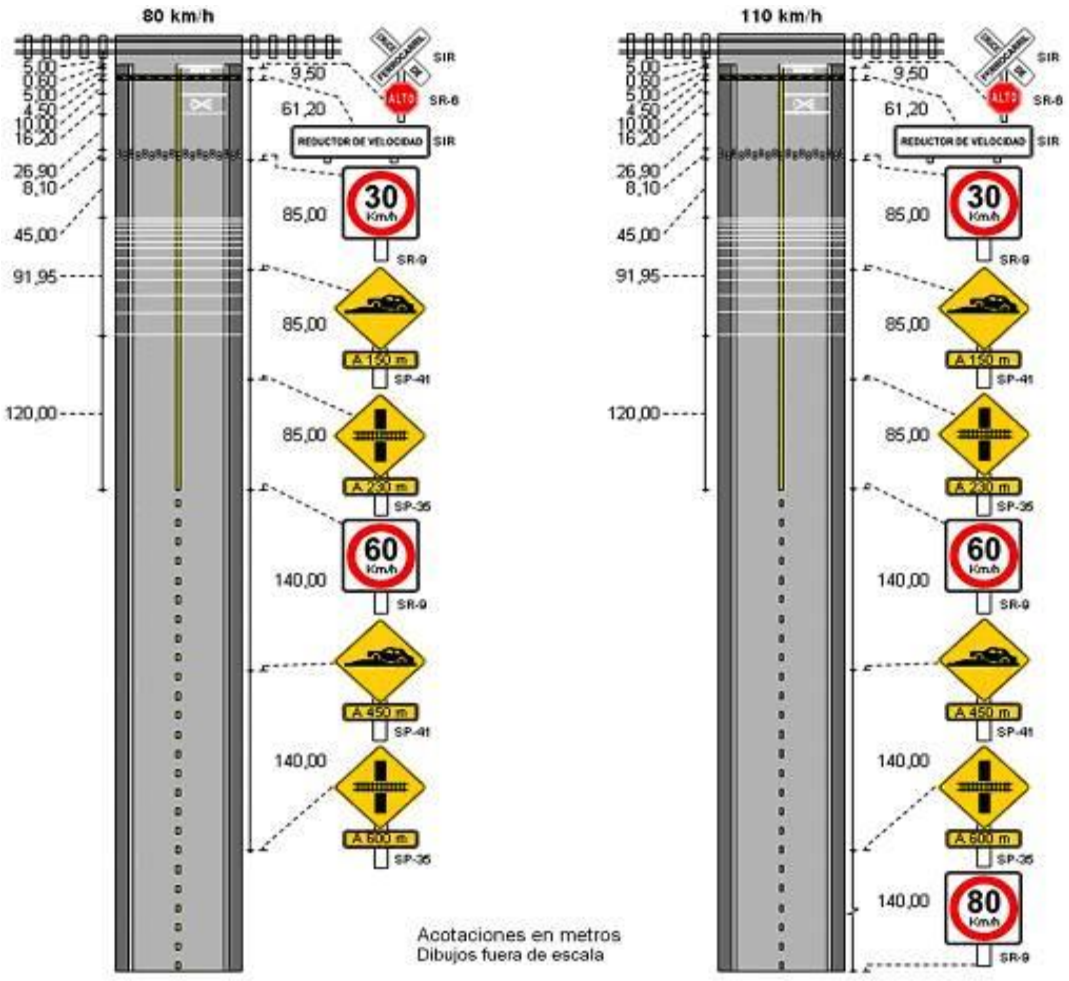


FIGURA VII.17. Sistemas de control de velocidad para cruces a nivel con vías férreas, cuando las velocidades de operación o de proyecto sean de 80 y 110 KM/h

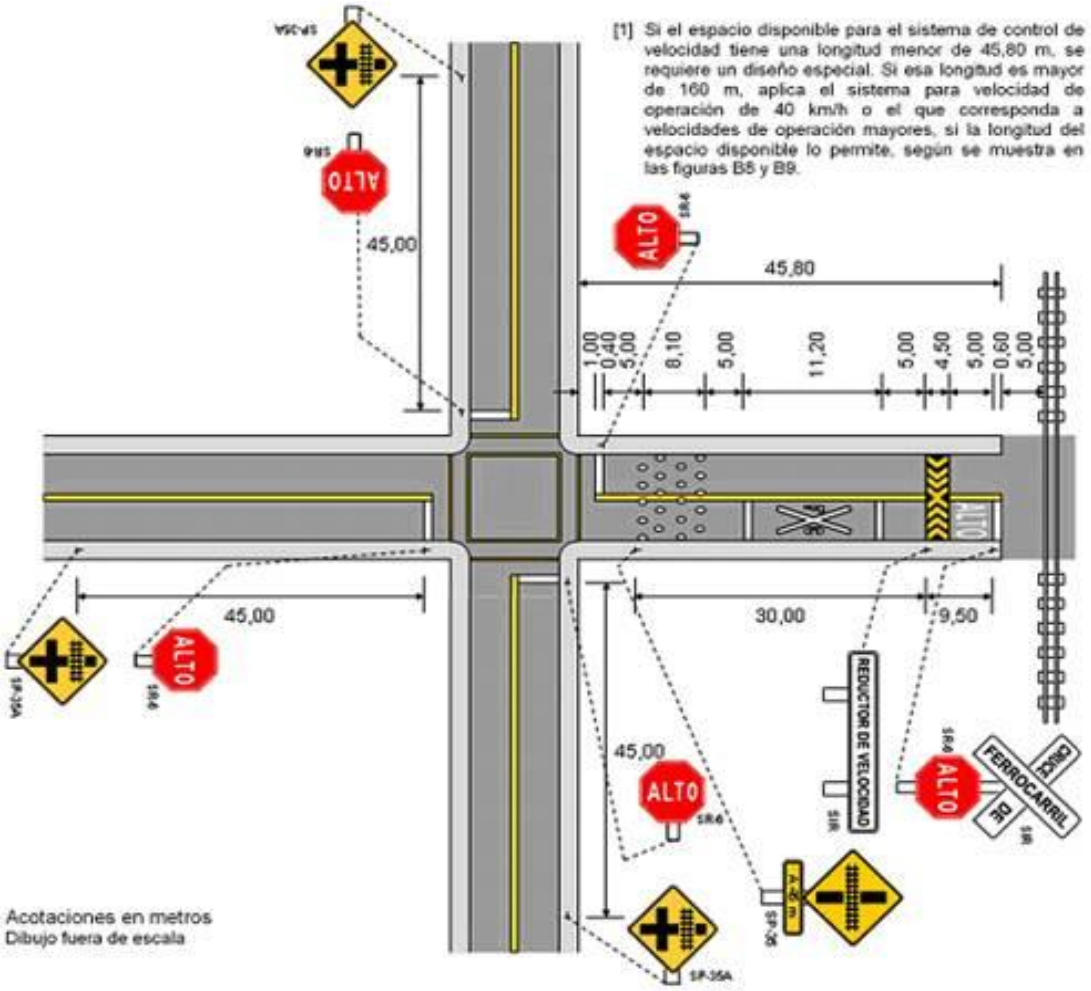


FIGURA VII.18. Sistemas de control de velocidad para intersección próxima a vía férrea

F.1.4. Distancia de visibilidad de parada en curvas de intersecciones

F.1.4.1. Distancia de visibilidad en curvas verticales

La Figura VII.19 y la Tabla VII.22, muestran la relación entre la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud de la curva vertical en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada requerida.

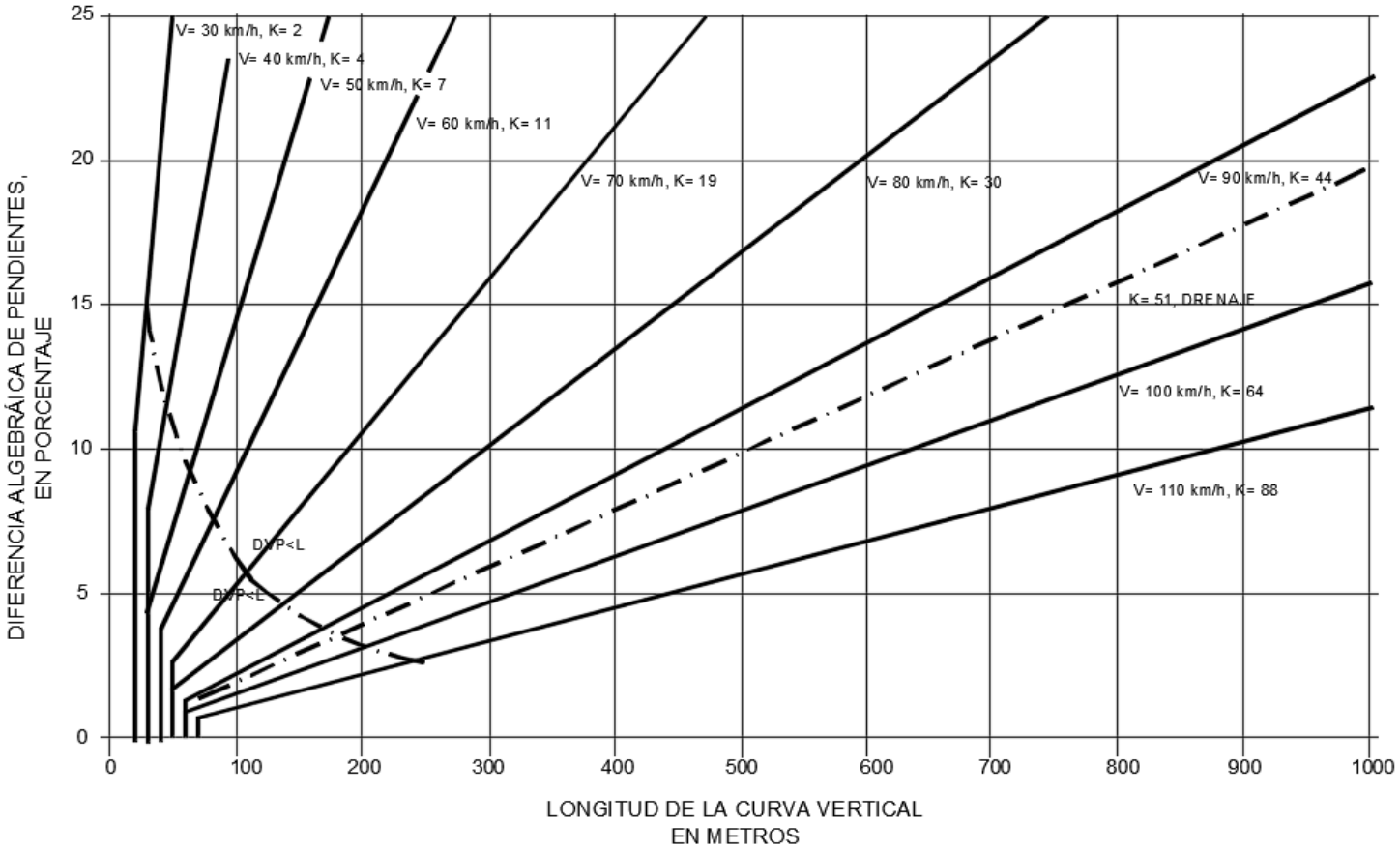


FIGURA VII.19. Parámetros de proyecto para curvas verticales en cresta (condiciones de camino abierto)

Las mismas longitudes mínimas anteriores se utilizarán en curvas verticales en columpio, ya que el criterio tradicional de considerar la distancia que alumbra el haz de luz de los faros de los automóviles, no tiene sentido debido a la curvatura.

TABLA VII.22. Parámetros de proyecto para curvas verticales en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Valores del parámetro K^a (m/%)	
		Calculado	De Proyecto
30	30	1,4	2
40	45	3,1	4
50	65	6,4	7
60	85	11,0	11
70	110	18,4	19
80	140	29,8	30
90	170	43,9	44
100	205	63,9	64
110	240	87,5	88

(a) El parámetro de la curva vertical K, es la longitud de la curva entre la diferencia algebraica porcentual de las pendientes que se intersectan (es decir, K=L/A).

F.1.5 Glorietas

F.1.5.1. Trazado de la isleta central de una glorieta

Se recomienda que la alineación de los ejes de las carreteras que confluyen en una glorieta, pasen por el centro de la isleta central de la misma y, de no ser así, que la parte mayor de la isleta esté ubicada a la derecha de los ejes de las carreteras.

La dimensión de la isleta central de la glorieta dependerá de la velocidad de proyecto, número y ubicación de las ramas, así como de las longitudes de entrecruzamiento requeridas.

Se recomiendan isletas centrales de forma circular, elíptica o rectangular (con extremos circulares), con radios entre 15 y 30 metros. En función de estos radios y del vehículo de proyecto determinado, dependerán los anchos de los carriles en la calzada, de acuerdo con la Tabla F.22.

TABLA VII.23. Proyecto de ancho de carriles para curvas en la calzada y enlaces en las glorietas

R Radios de la orilla interna de la calzada. (m)	ANCHOS DE CALZADA EN RAMALES (m)								
	CASO I 1 Carril Operación en un sentido, sin rebase			CASO II 1 Carril Operación en un sentido, con rebase			CASO III 2 carriles Operación en uno o dos sentidos		
	CONDICIÓN DE TRÁNSITO								
	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 del caso I			Cuando el acotamiento sea de 1,20 m o mayor, reducir 0,60 m		

Clasificación de proyecto:

A) Preferentemente automóviles; permite ocasionalmente que camiones unitarios den vuelta con holguras restringidas.

B) Resulta adecuado para vehículos (C2 y C3); permite que ocasionalmente vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2) den vuelta con ligera invasión de los carriles de tránsito adyacentes.
C) Completamente adecuado para vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2).

El número de carriles en la calzada de la glorieta depende del tramo específico donde se presenten los volúmenes horarios máximos de proyecto que se entrecruzan y de frente, así como de la distancia de entrecruzamiento correspondiente. Cálculos de acuerdo con la Figura F.20.

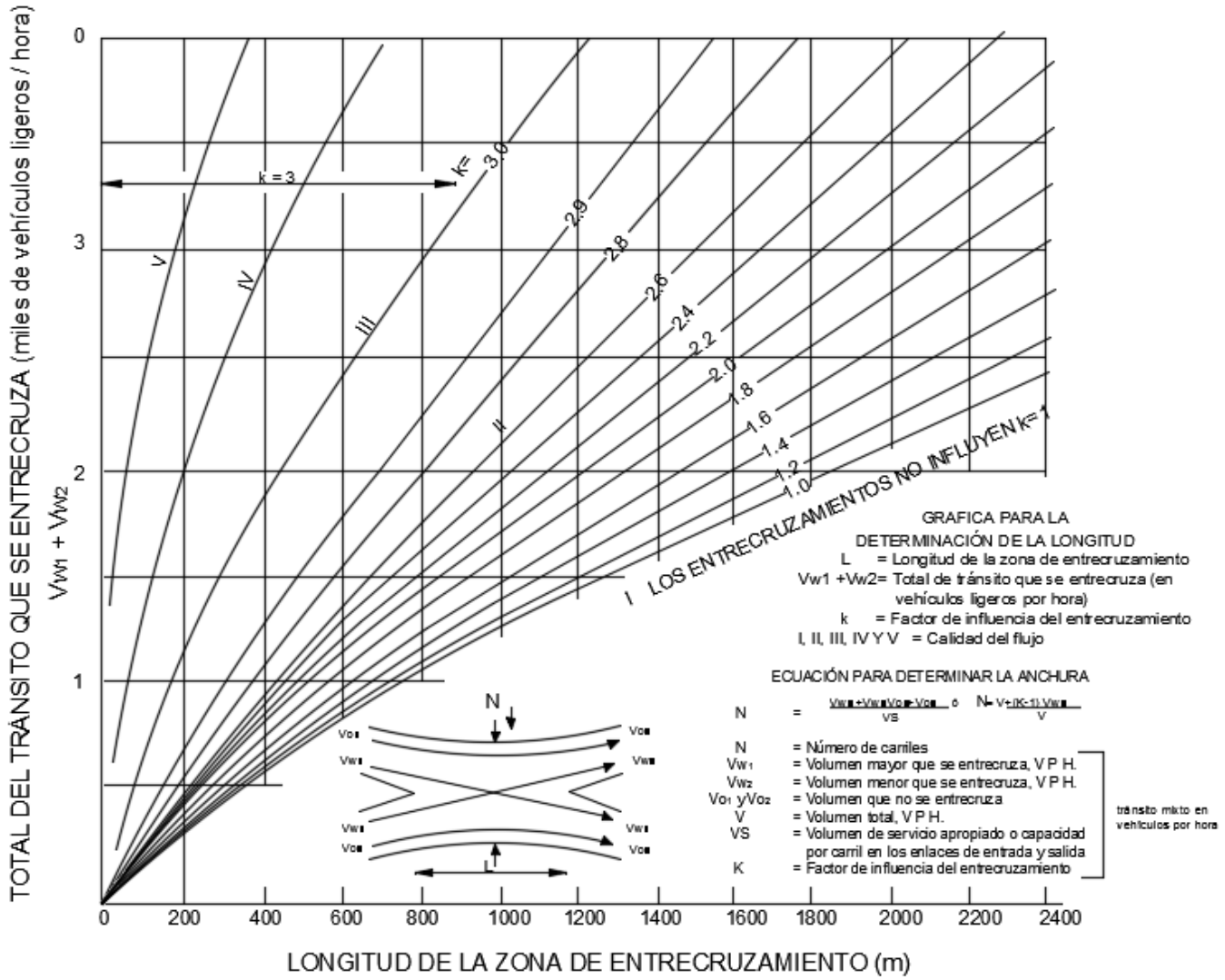


FIGURA VII.20. Características de operación en las zonas de entrecruzamiento

Para los ramales, se recomiendan radios de giro mínimos de 25, 35 y 45 metros, para velocidades de 30, 35 y 40 km/h, respectivamente. El número de carriles de entrada y salida de cada ramal, será el mismo de la carretera que accede a la glorieta. Los anchos de los carriles estarán de acuerdo con los radios de giro determinados y al vehículo de proyecto correspondiente. Como se indica en la Tabla VII.23.

La pendiente recomendable es a nivel o menos del 3% del perfil longitudinal de la calzada de la glorieta.

F.1.5.2. Isletas de canalización

Expuesto en el inciso D.3.1.3 de este capítulo.

F.1.5.3. Sobreelevaciones

El peralte mínimo de la calzada será del 2% y máximo del 3% hacia el interior y el exterior, tal como se ilustra en la Figura F.21, en la que se indica la forma recomendada para la variación de la pendiente transversal de la calzada de la glorieta.

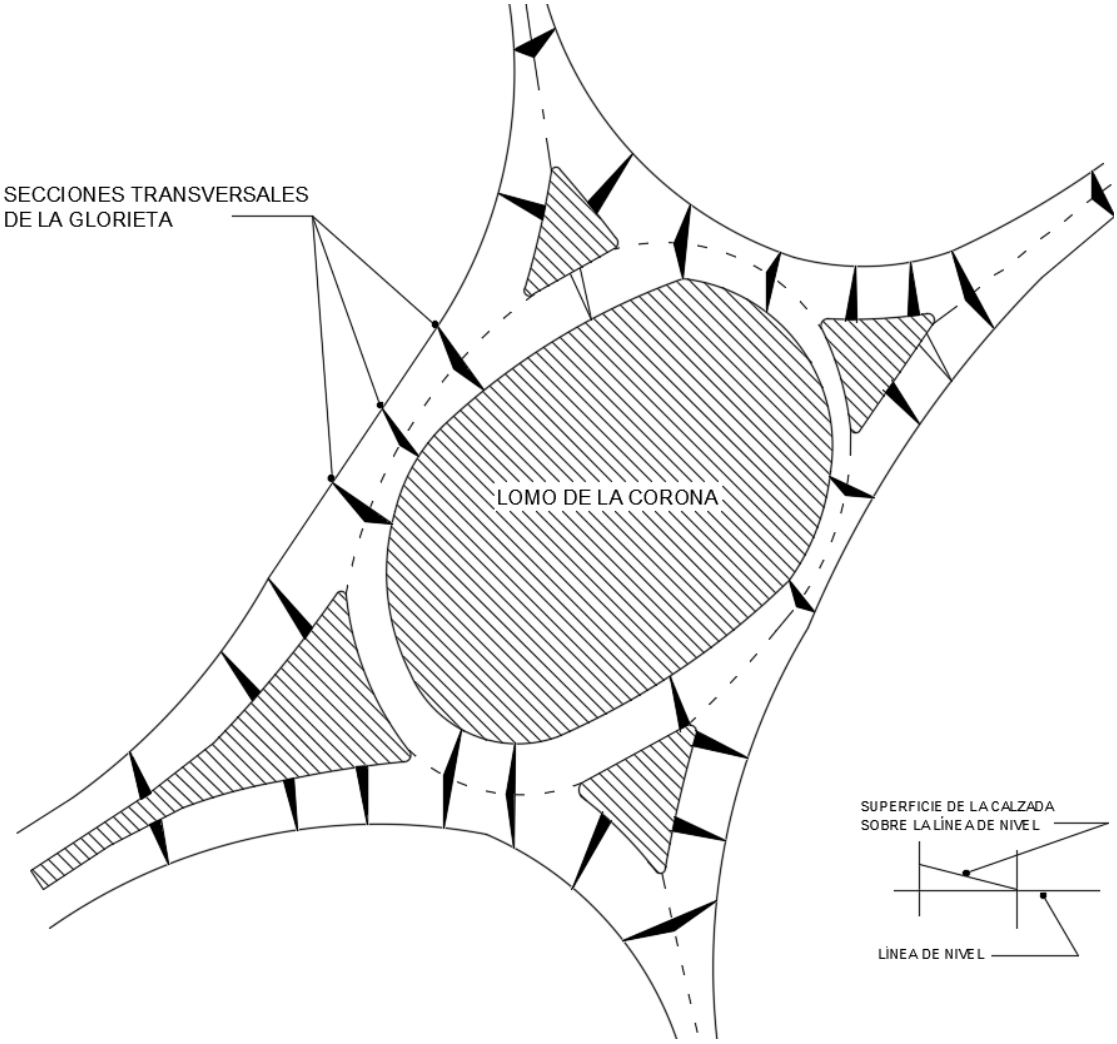


FIGURA VII.21. Pendiente transversal de la calzada

En la Tabla VII.24, se indican las máximas diferencias algebraicas de pendientes transversales de acuerdo con la velocidad de proyecto de la calzada de la glorieta.

TABLA VII.24. Proyecto de las pendientes transversales de la glorieta

Velocidad de proyecto de la 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

F.1.5.4. Distancia de visibilidad y rasantes

Se recomienda que desde todas las entradas de una glorieta se garantice la visibilidad de los conductores hasta la entrada anterior o una distancia mínima de 50 metros hacia la izquierda, medidos sobre el eje de la calzada de la glorieta. De igual forma se recomienda hacia la derecha. Figuras VII.23 y 24.

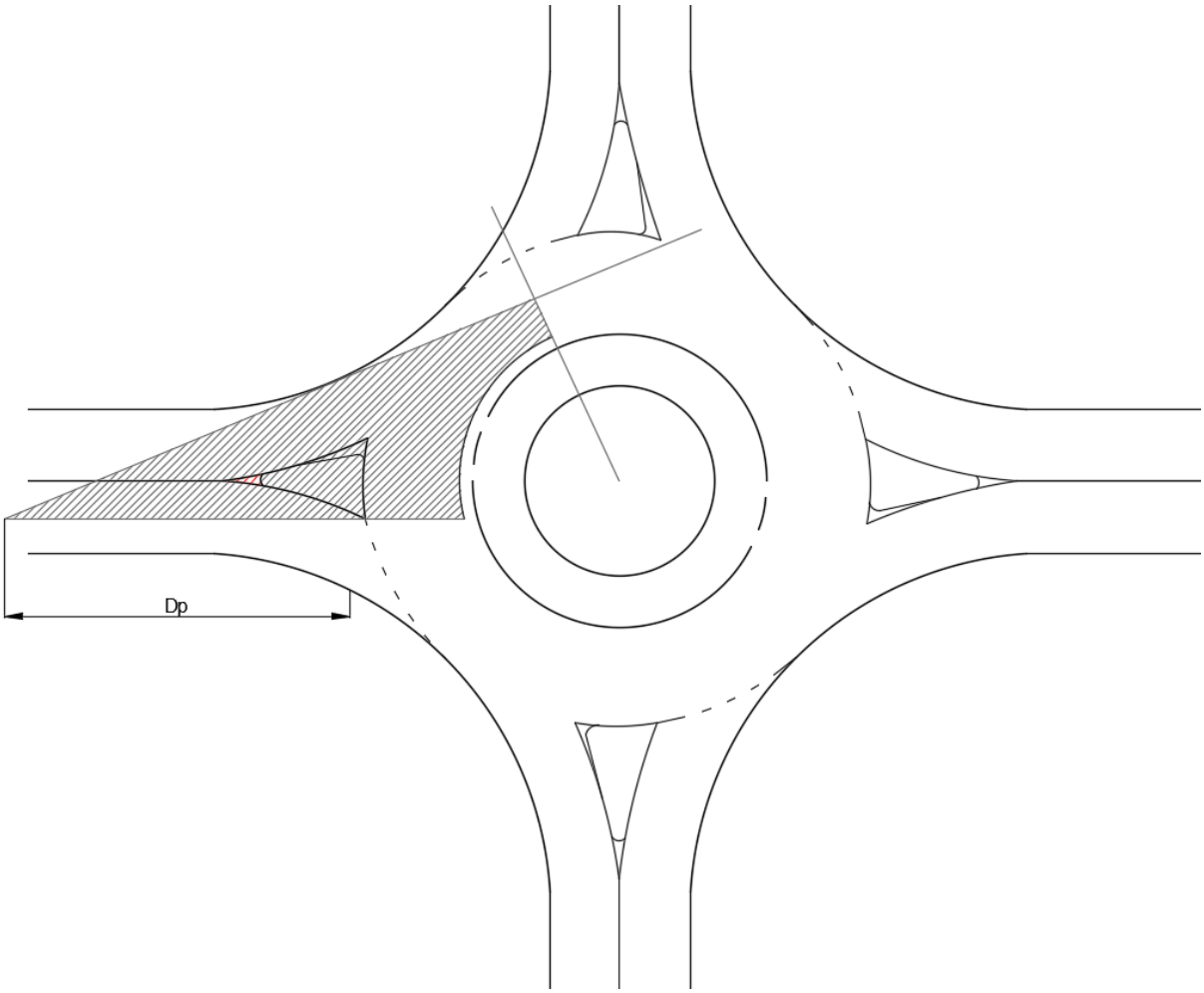
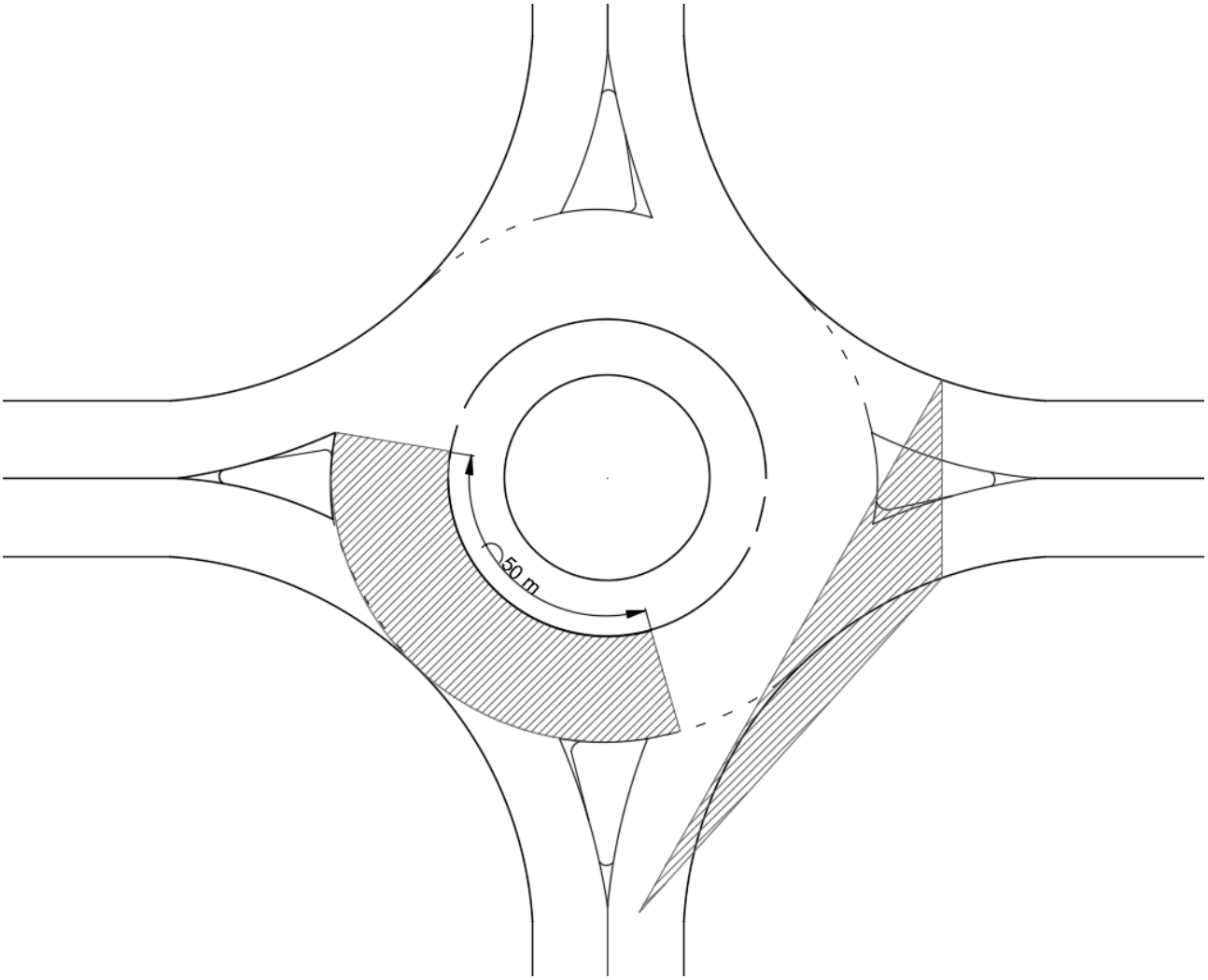


FIGURA VII.23. Distancia de visibilidad mínima hacia la izquierda en entradas

FIGURA VII.24. Distancia de visibilidad mínima de paso de peatones



F.1.5.5. Guarniciones y acotamientos

Dentro de una glorieta la totalidad de la isleta central y las isletas canalizadoras deberán estar limitadas por guarniciones achaflanadas, a excepción de los lugares donde haya cruce de los peatones, en donde deberá usarse una guarnición tipo vertical. En el perímetro exterior de la calzada de la glorieta también se tendrán guarniciones achaflanadas.

Es deseable disponer de acotamientos con una anchura de 3.60 m a la orilla exterior de la calzada de la glorieta, los cuales deberán contrastar en color y en textura del pavimento de la calzada.

F.1.6. Carriles de cambio de velocidad

F.1.6.1. Consideraciones generales

Por razones de seguridad deberán disponerse de carriles de cambio de velocidad para dar vuelta a la izquierda con volúmenes de tránsito altos. La Tabla VII.25. presenta las condiciones de tránsito que justifican carriles de vuelta izquierda en carreteras de 2 sentidos de circulación. Un buen ejemplo de esto son los carriles adyacentes de vuelta izquierda en 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 solo para el tránsito que sigue de frente.

TABLA VII.25. Condiciones de tránsito que justifican carriles de vuelta izquierda en carreteras de 2 sentidos de circulación.*

Volúmenes de tránsito en el sentido opuesto	Volúmenes de tránsito del sentido desde el que se requiere dar vuelta izquierda			
	Porciento de vueltas izquierdas			
	5%	10%	20%	30%
	Velocidad de operación = 60 km/h			
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	330	275	245
200	640	470	250	305
100	720	515	390	340
	Velocidad de operación = 80 km/h			
800	280	210	165	135
600	350	260	195	170
400	430	320	240	210
200	550	400	300	270
100	615	445	335	295
	Velocidad de operación = 100 km/h			
800	230	170	125	115
600	290	210	160	140
400	365	270	200	175
200	450	330	250	215
100	505	370	275	240

* Fuente: DGST, capítulo 6. Intersecciones a Nivel

F.1.6.2. Transición en los carriles de cambio de velocidad

Se utilizan transiciones para realizar el cambio de carril de una manera cómoda y segura. La longitud y la forma de la transición deberá ser tal que invite a los conductores a efectuar la maniobra del cambio de carril, de acuerdo con los valores indicados en la Tabla F.25. dependiendo de la velocidad de proyecto de la carretera principal.

F.1.6.3. Ancho del carril de cambio de velocidad

Cuando el carril de cambio de velocidad queda paralelo al eje del camino, el ancho 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 directos, el ancho 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 directos 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 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.

F.1.6.4. Longitud de los carriles de cambio de velocidad

La longitud de los carriles de deceleración, está basada en la combinación de tres factores, como se indica en la Tabla VII.26. de este capítulo:

- La velocidad a la que los conductores entran al carril de deceleración.
- La velocidad a la que los conductores salen después de recorrer el carril de deceleración.
- La forma de desacelerar o los factores de la deceleración.

La longitud de los carriles de aceleración está basada en la combinación de cuatro factores:

- La velocidad a la que los conductores entran al carril de aceleración.
- La velocidad a la que los conductores convergen con el tránsito principal.
- La forma de acelerar o los factores de la aceleración.
- Los volúmenes relativos del tránsito directo y del que se va a incorporar.

TABLA VII.26. 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 la curva, metros			15	24	45	75	113	154	209
Velocidad de proyecto de la carretera principal (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 principal (Km/h)	Longitud de la transición en metros	Longitud total del carril de **ACELERACIÓN**, incluyendo la transición, en metros							
50	45	70	45	-	-	-	-	-	-
60	54	110	85	75	-	-	-	-	-
70	61	160	135	125	100	-	-	-	-
80	69	230	200	190	170	125	-	-	-
90	77	315	300	285	255	205	160	-	-
100	84	405	395	380	350	295	240	160	-
110	90	470	465	455	425	375	325	260	180

Notas: La longitud de los carriles para cambio de velocidad de la Tabla anterior, se ha basado en las siguientes condiciones:

- Los carriles están aproximadamente a nivel, con pendientes de 2% o menos.
- La sobre-elevación del enlace puede desarrollarse apropiadamente
- Los volúmenes de tránsito no son lo suficientemente grandes para causar una interferencia con el tránsito principal.
- Para pendientes mayores al 2%, corregir los valores de la Tabla F.25, con los factores de la Tabla F.26.

F.1.6.4.1 Factores que afectan la longitud de los carriles de cambio de velocidad

Cuando los carriles no tengan las condiciones indicadas en las notas de la Tabla F.25., es necesario hacer ajustes en las longitudes de los carriles para cambio de velocidad, de acuerdo con la Tabla VII.27. Como son los siguientes:

a) Por 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 descendientes.

b) Por sobreelevación. La longitud y forma de los carriles para cambio de velocidad, puede asimismo, ser afectada por el desarrollo de la sobreelevación.

c) Por volumen. Las longitudes dadas en la Tabla F.25 para los carriles de aceleración, son generalmente adecuadas para condiciones de alto volumen en donde puede ser difícil para un conductor durante las horas de máxima demanda, encontrar un espacio entre vehículos del tránsito de la carretera principal.

TABLA VII.27. 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 (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 (km/h)	RELACIÓN DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA VELOCIDAD DE PROYECTO EN EL ENLACE (km/h)							
	25	30	40	50	60	70	80	Para todas las velocidades
En pendiente ascendente del 3 al 4%								En pendiente descendente del 3 al 4%
50	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	0,70
60	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,40	0,70
70	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,40	1,40	0,70
80	1,30	1,30	1,30	1,40	1,40	1,40	1,50	0,70
90	1,30	1,30	1,40	1,40	1,50	1,50	1,60	0,60
100	1,40	1,40	1,50	1,50	1,50	1,50	1,60	0,60
110	1,40	1,50	1,50	1,60	1,60	1,70	1,80	0,60
En pendiente ascendente del 5 al 6%								En pendiente descendente del 5 al 6%
50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,60	0,60
60	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,60	1,70	0,60
70	1,50	1,50	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	0,60
80	1,50	1,50	1,60	1,70	1,90	2,00	2,10	0,60
90	1,50	1,60	1,70	1,90	2,00	2,20	2,40	0,50
100	1,70	1,70	1,90	2,00	2,20	2,40	2,60	0,50
110	1,90	1,90	2,00	2,20	2,40	2,60	2,90	0,50

Nota: Los valores de esta Tabla multiplicados por la longitud obtenida de la Tabla F.25, da la longitud del carril de cambio de velocidad en pendiente

F.1.6.5 Aberturas de faja separadora central

Radios de Control para Trayectorias de Giro Mínimas.

La longitud mínima de abertura de la faja separadora para trayectorias de vuelta izquierda de 90°, según el vehículo de proyecto se indica en la Tabla VII.28.

TABLA VII.28. Longitud mínima de abertura de la faja separadora

Faja separadora (m)	Proyecto mínimo de aberturas de la faja separadora central, para vehículo de proyecto "Ap", radio de control de 12 m		Proyecto mínimo de aberturas de la faja separadora central, para vehículos de proyecto C2 y C3, radio de control de 15 m.		Proyecto mínimo de aberturas de la faja separadora central, para vehículo de proyecto C2-R2, radio de control de 23 m	
	Longitud mínima de abertura de la faja separadora L (m)		Longitud mínima de abertura de la faja separadora L (m)		Longitud mínima de abertura de la faja separadora L (m)	
	Semicircular	Punta de bala	Semicircular	Punta de bala	Semicircular	Punta de bala
1,2	22,8	22,8	28,8	28,8	43,8	36,6
1,8	22,2	18,0	28,2	22,8	43,2	34,5
2,4	21,6	15,9	27,6	20,4	42,6	33,0
3,0	21,0	14,1	27,0	18,6	42,0	31,5
3,6	20,4	12,9	26,4	17,4	41,4	30,0
4,2	19,8	12,0 min	25,8	15,9	40,8	28,8
4,8	19,2	12,0 min	25,2	15,0	40,2	27,6
6,0	8,0	12,0 min	24,0	13,2	39,0	25,5
7,2	16,8	12,0 min	22,8	12,0 min	37,8	23,4
8,4	15,6	12,0 min	21,6	12,0 min	36,6	21,9
9,6	14,4	12,0 min	20,4	12,0 min	35,4	20,1
10,8	13,2	12,0 min	19,2	12,0 min	34,2	18,6
12,0	12,0 min	12,0 min	18,0	12,0 min	30,0	17,1
18,0	12,0 min	12,0 min	15,0	12,0 min	27,0	12,0 min
24,0	12,0 min	12,0 min	12,0 min	12,0 min	21,0	12,0 min
30,0			12,0 min	12,0 min	15,0	12,0 min
33,0					12,0 min	12,0 min
36,0					12,0 min	12,0 min

F.1.6.5.1 Efecto del esviajamiento

En un cruce esviajado el radio de control R se debe utilizar en el ángulo agudo para localizar el punto en tangente (PT), en el borde de la faja separadora central, es decir el punto 1 de la Figura VII.25. El arco para este radio es el equivalente a la mínima trayectoria interna del vehículo girando a más de 90°. Con este PT como un proyecto de control pueden ser considerados varios proyectos alternativos que dependen del ángulo de inclinación, la anchura de la faja separadora central y el radio de control. De acuerdo con la Tabla VII.29.

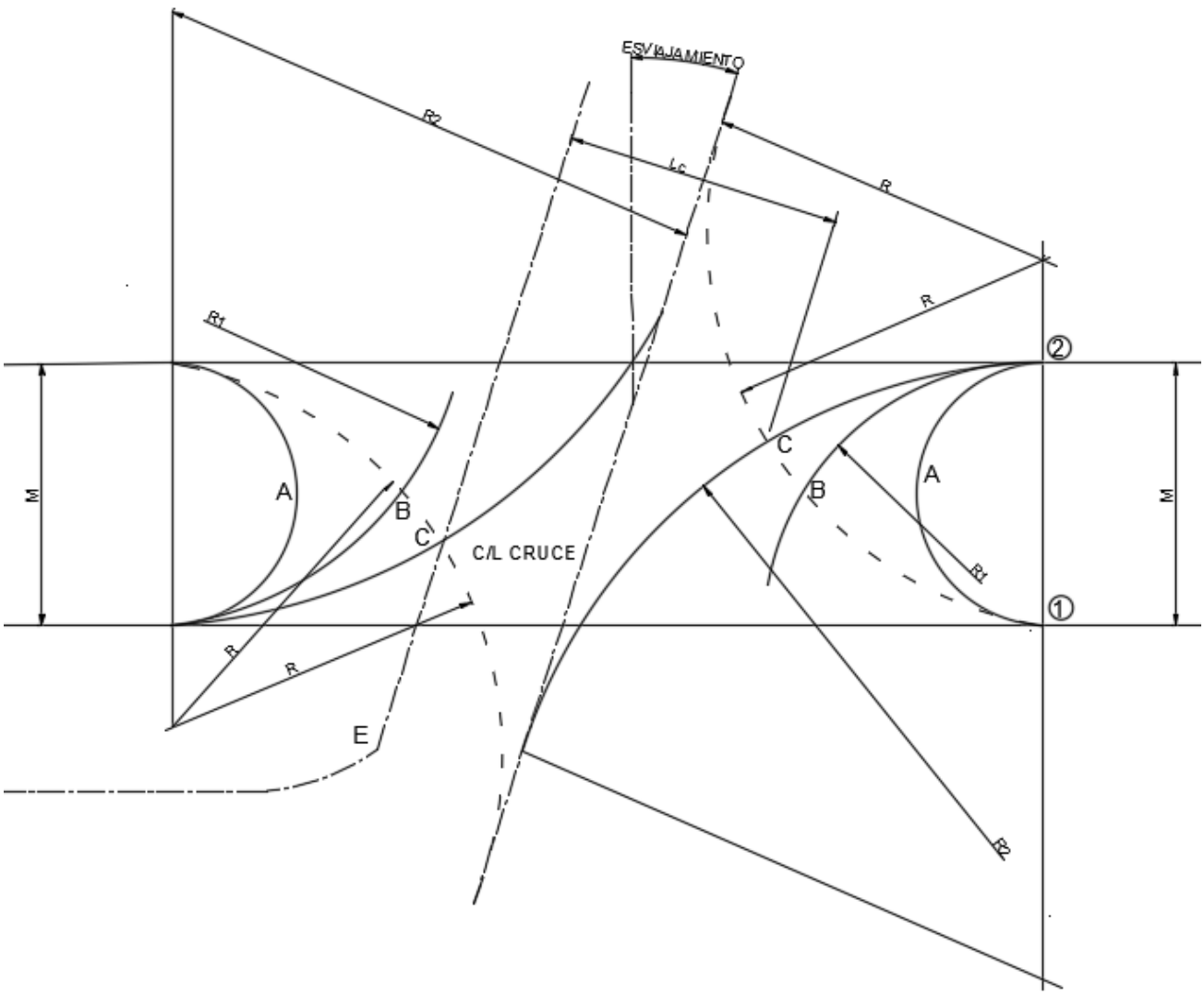


FIGURA VII.25. Proyectos de abertura mínima en la faja separadora central (efecto del esviajamiento)

TABLA VII.29. Controles de proyecto para aberturas mínimas de la faja separadora central

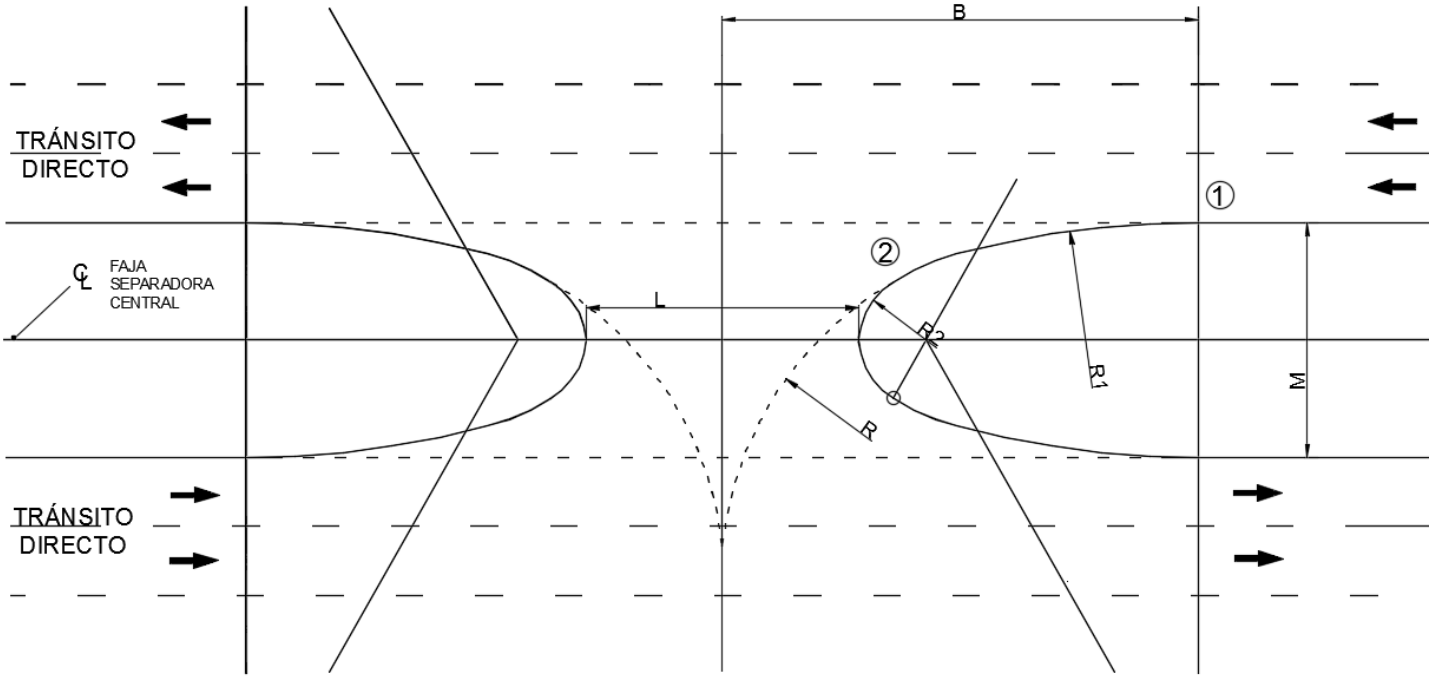
Vehículo de Proyecto Acomodado	Radio de Control (m)		
	12	15	23
Predominante	Ap	C2 y C3	C2-R2
Ocasional	C2 y C3	C2-R2	C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2

- Proyectos mayores del Mínimo para Vueltas Izquierdas Directas

Los radios de 30, 50 y 70 m, de la Tabla VII.30, son establecidos para velocidades de giro de 30, 40 y 50 km/h, respectivamente. Los radios pueden variar dependiendo de la sobreelevación máxima seleccionada. Para evitar una abertura grande R debería mantenerse en un mínimo razonable (por ejemplo, 15 m) tal como se indica en la Figura VII.26.

TABLA VII.30. Proyecto de abertura de la faja separadora central (terminación de punta de nariz de punta de bala)

Faja separadora central M (m)	Dimensiones en metros cuando					
	R_1 = 30 m		R_1= 50 m		R_1 = 70 m	
	L	B	L	B	L	B
6,0	18,0	20,2	20,2	24,4	21,3	27,6
9,0	15,1	21,4	17,7	26,5	19,0	30,4
12,0	12,8	22,4	15,6	28,3	17,1	32,7
15,0	-	-	13,8	29,9	15,4	34,7
18,0	-	-	-	-	13,8	36,7
21,0	-	-	-	-	12,4	38,4



ASUMIENDO UN VALOR DE R = 15 m
R2 = M/5

FIGURA VII.26. Proyecto de abertura mínima de 15 m de la faja separadora central (terminación de punta de nariz de bala típica)

F.1.6.5.2 Vueltas Izquierdas Indirectas y Vueltas en "U"

Las carreteras divididas necesitan de aberturas de la faja separadora central para facilitar el acceso al cruce del tránsito, así como los movimientos de vuelta izquierda y en "U".

La Figura VII.27, implica un ramal diagonal que intersecta con una carretera secundaria. Las salidas de automovilistas a través del ramal, hacen un giro a la izquierda en el cruce. Para una maniobra en “U”, el conductor hace un giro adicional a la izquierda en la carretera dividida.

La Figura VII.28, muestra un medio trébol a nivel, que sirve como una alternativa al ramal diagonal, para los giros indirectos a la izquierda. El proyecto del medio trébol puede ser factible cuando los ramales diagonales requieren de derecho de vía costoso. Puede haber otras justificaciones en la selección del trébol en lugar del ramal, tales como pasos o intersecciones a desnivel.

La Figura VII.29, muestra un proyecto de las vueltas izquierdas indirectas, realizadas desde la derecha, por caminos separados y conectados con el cruce.

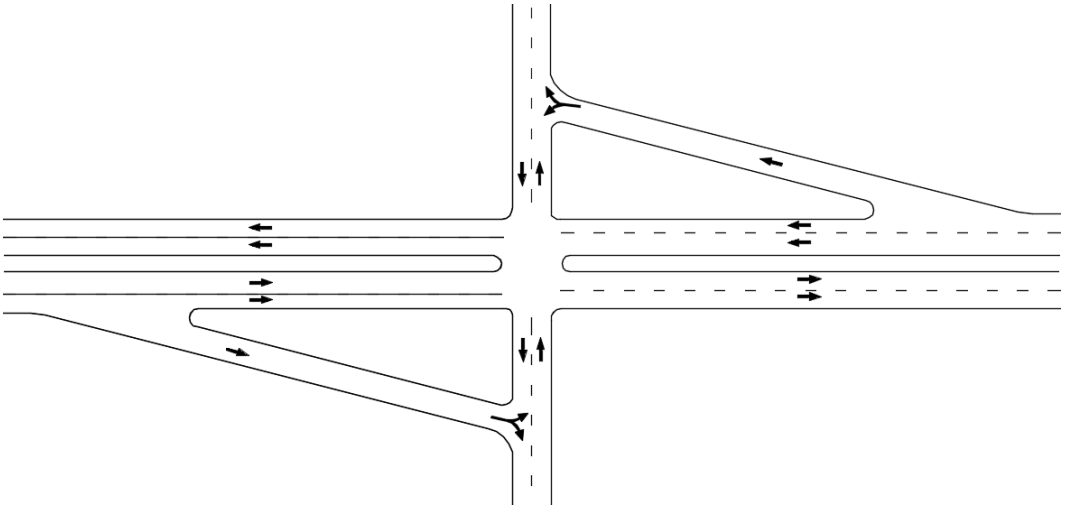


FIGURA VII.27. Intersección con ramales diagonales

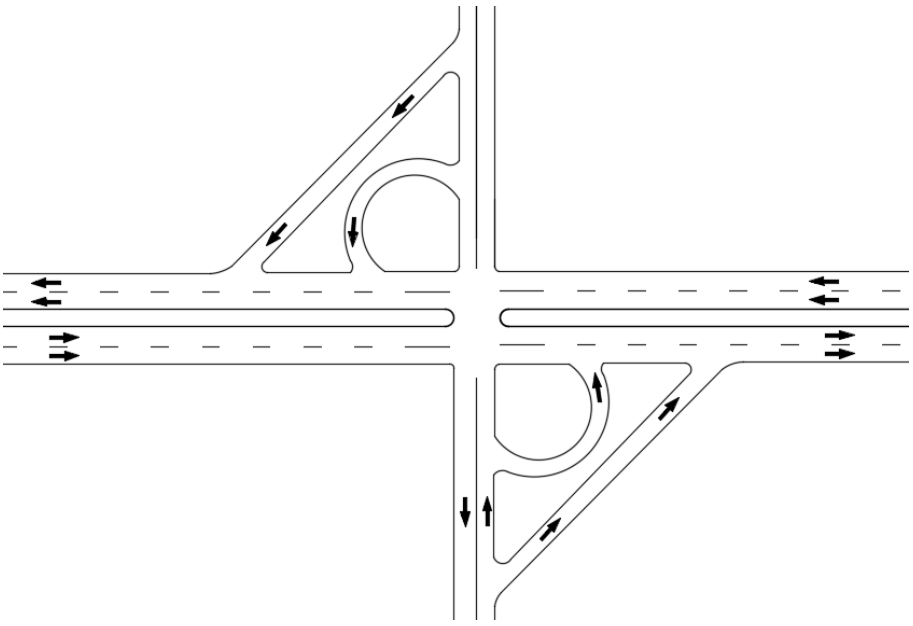


FIGURA VII.28. Intersección con ramales tipo medio trébol

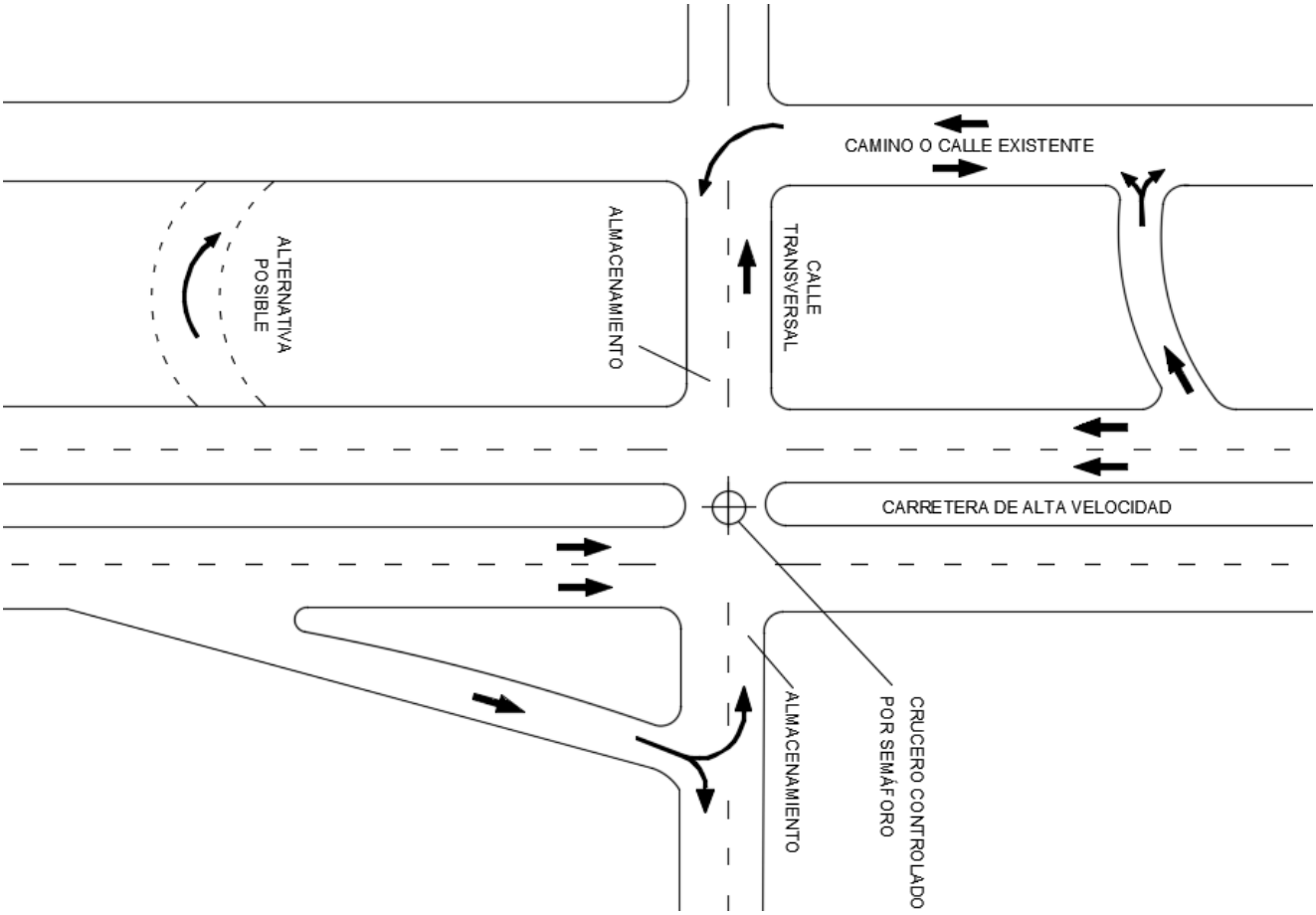


FIGURA VII.29. Proyectos especiales para vueltas izquierdas indirectas, en carreteras con faja separadora central angosta

F.1.6.6 Vueltas a la Izquierda o en "U" Indirectas –Fajas Separadoras Centrales Anchas

La Figura VII.30, muestra una vuelta a la izquierda indirecta para dos caminos donde las vueltas izquierdas son frecuentes en ambos. Los carriles auxiliares son altamente deseables a cada lado de la faja separadora central, entre los cruces para el almacenamiento de vehículos que giran, con una longitud recomendable de 120 a 180 m antes del cruce.

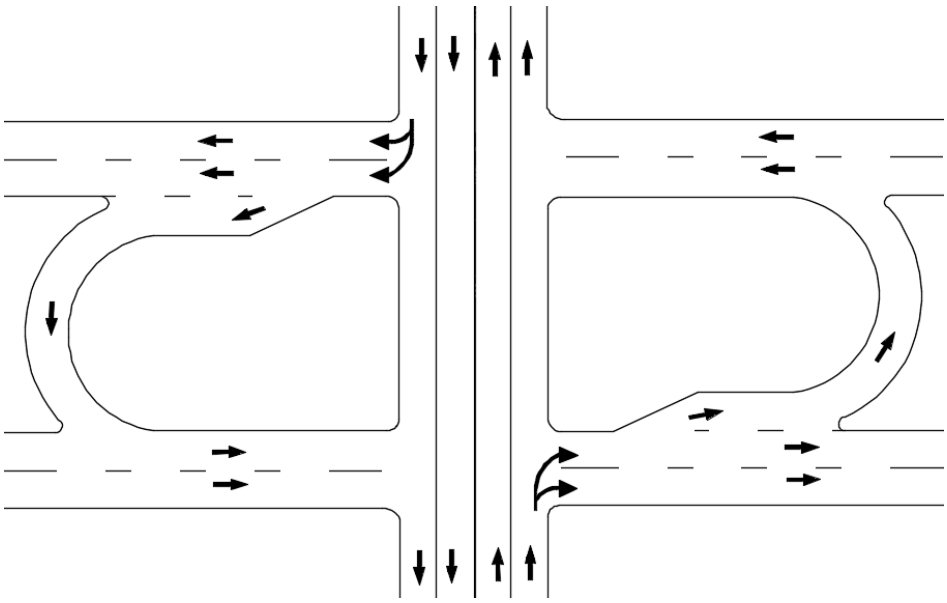


FIGURA VII.30, Vueltas izquierdas indirectas alrededor de la intersección

Ubicación y Proyecto de la Vuelta en “U” en la Abertura de la Faja Separadora Central.

Los anchos mínimos de la faja separadora central para dar cabida a las vueltas en “U” de los diferentes vehículos de proyecto girando desde el carril adyacente a la faja separadora central se muestran en la Figura VII.31.

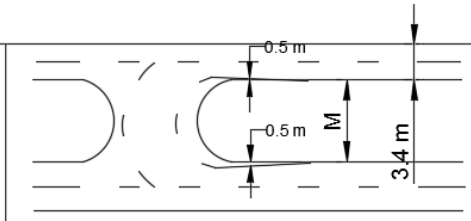
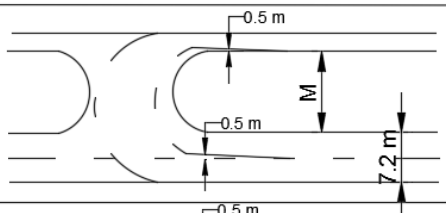
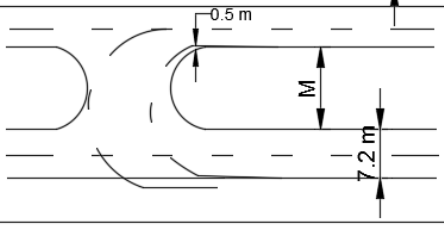
TIPO DE MANIOBRA		M - ANCHO MÍNIMO DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL (m) PARA EL VEHÍCULO DE DISEÑO						
		Ap	C2-R2	C2	B2,B3,B4	C2-R3 C3-R2	T2-S1 T2-S2	TDT
		5.7	15.0	9.0	12.0	16.5	19.5	35.4
DEL CARRIL INTERIOR AL CARRIL INTERIOR		9	18	19	19	21	21	30
DEL CARRIL INTERIOR AL CARRIL EXTERIOR		5	15	15	15	18	18	27
DEL CARRIL INTERIOR AL ACOTA-MIENTO		2	12	12	12	15	15	24

FIGURA VII.31. Proyectos mínimos para vueltas en “U”

La Figura VII.32, muestra proyectos especiales con fajas separadoras centrales angostas.

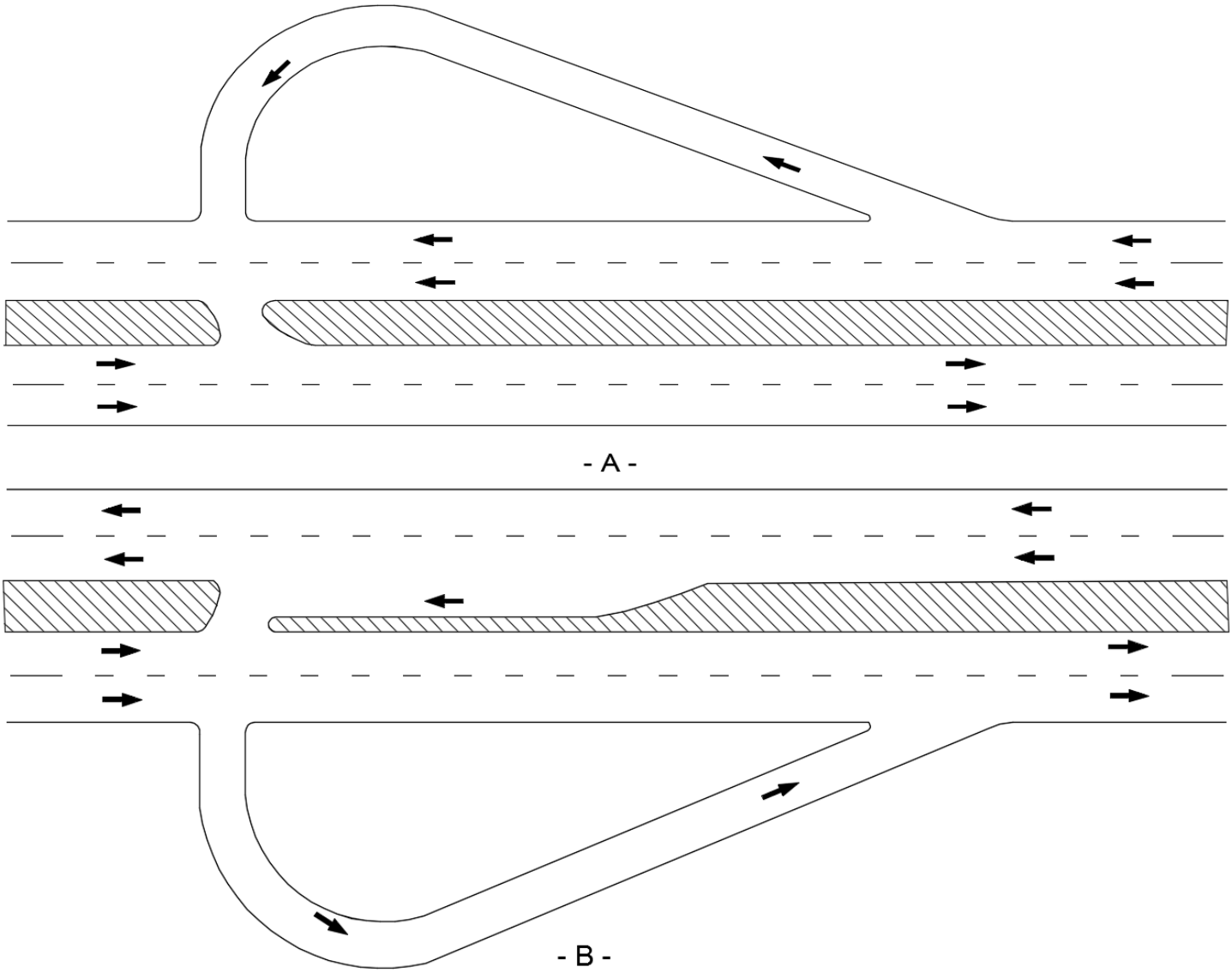
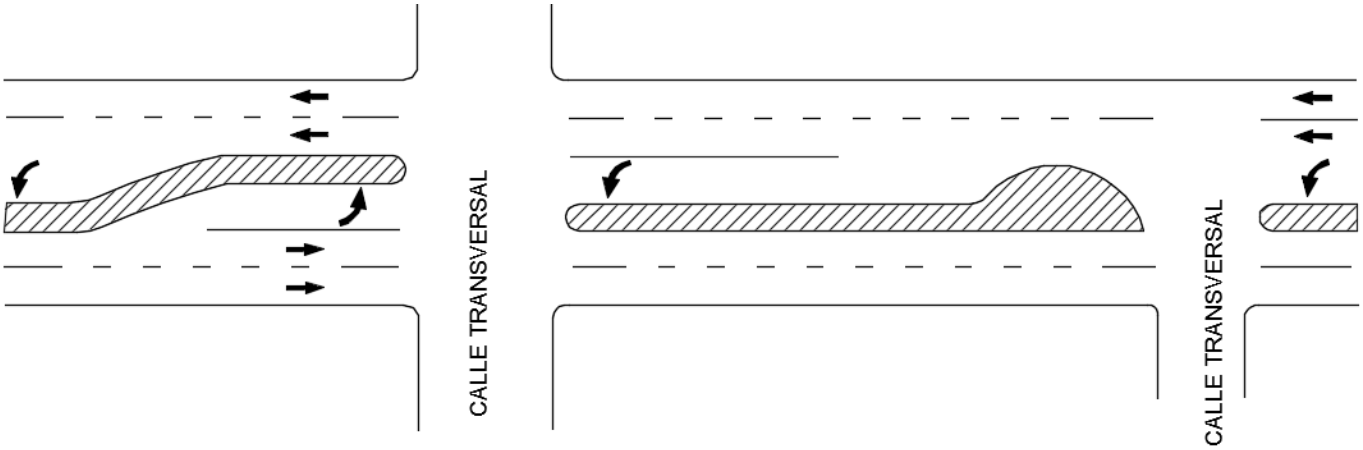


FIGURA VII.32-A y B. Franjas separadoras angostas con carril de vuelta izquierda indirecta

F.1.6.7. Fajas Separadoras Centrales con Cruces a Nivel

Donde los derechos de vía son difíciles de adquirir para construir fajas separadoras centrales anchas se recomienda un ancho mínimo de 4.8 a 5.4 m, para giros a la izquierda.

La Figura VII.33-A muestra una faja separadora central, de carriles con marcas en el pavimento, para separar la vuelta izquierda a las calles transversales y la Figura VII.33-B, muestra una faja separadora central con carriles a la izquierda, a la mitad de la calle en ambos sentidos de circulación.



(A) Carretera multicarril típica con marcas de canalización para vuelta izquierda en calles transversales

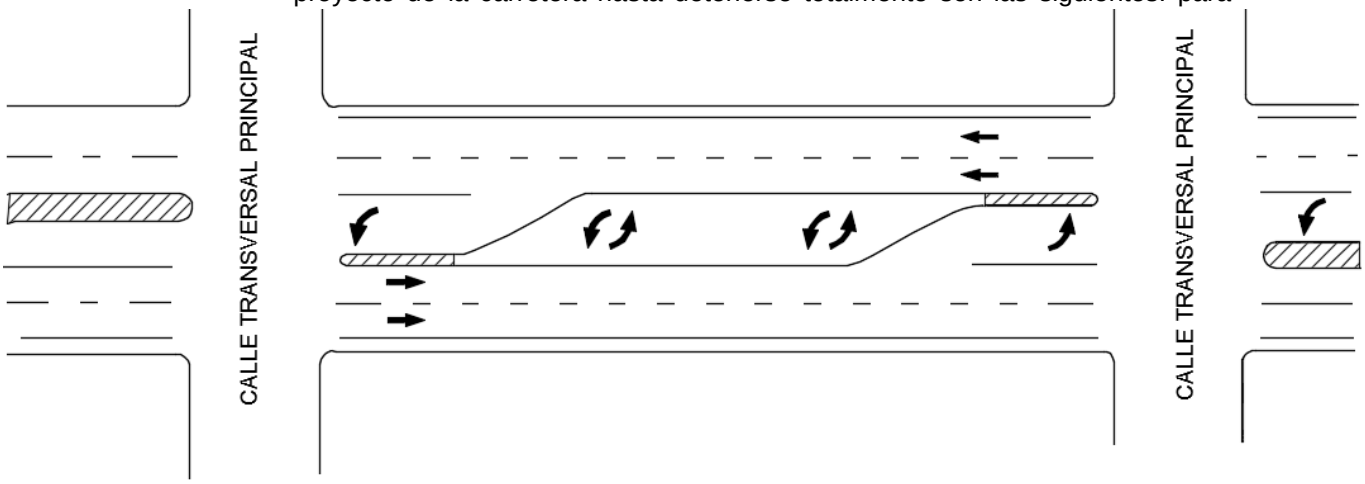
FIGURA VII.33. Faja separadora central, con carriles de vuelta izquierda, pintados

F.1.6.8 Carriles Auxiliares

Los carriles auxiliares deben ser de 3 m de ancho como mínimo y de preferencia de 3.60 m. Se debe prever un desplazamiento apropiado de la guarnición cuando se usen guarniciones adyacentes al carril auxiliar. La longitud de los carriles auxiliares para los vehículos girando consiste en tres componentes: (1) la transición de entrada, (2) la longitud de deceleración, y (3) la longitud de almacenamiento. Es conveniente que la longitud total del carril auxiliar sea la suma de la longitud de estos tres componentes.

F.1.6.8.1 Longitud de Deceleración

Una premisa fundamental en carreteras y calles principales es la provisión de una longitud para la deceleración a través de los carriles de circulación. Las longitudes totales para una deceleración cómoda desde la máxima velocidad de proyecto de la carretera hasta detenerse totalmente son las siguientes: para



(B) Carretera multicarril típica con carril traspasable a media calle

velocidades de proyecto de 50, 60, 70, 80 y 90 km/h, la longitud del carril de deceleración son 50, 70, 95, 120 y 150 m, respectivamente. Estas longitudes están basadas en pendientes menores al 3%.

F.1.6.8.2 Longitud de Almacenamiento

El carril auxiliar será lo suficientemente largo para almacenar el número de vehículos detenidos que puedan acumularse durante un período crítico mientras esperan el cambio de la señal del semáforo o un intervalo de tiempo, libre del flujo del tránsito, en el sentido contrario.

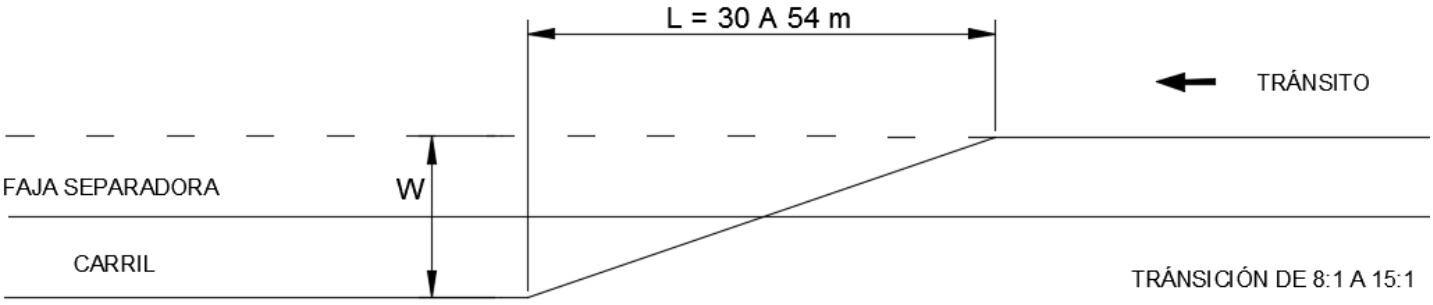
En las intersecciones sin semáforos la longitud de almacenamiento se basa en el número de vehículos aforados para dar vuelta en un período promedio de dos minutos dentro de la hora pico. Estos intervalos, a su vez, dependen del volumen de tránsito del sentido contrario de circulación.

En las intersecciones con semáforos la longitud de almacenamiento depende de: el número de carriles de cada acceso, la duración del ciclo y la programación y tiempos de luz verde de las fases del semáforo y de los volúmenes horarios o de periodos de 5 a 15 minutos máximos de tránsito.

F.1.6.8.3 Zona de Transición

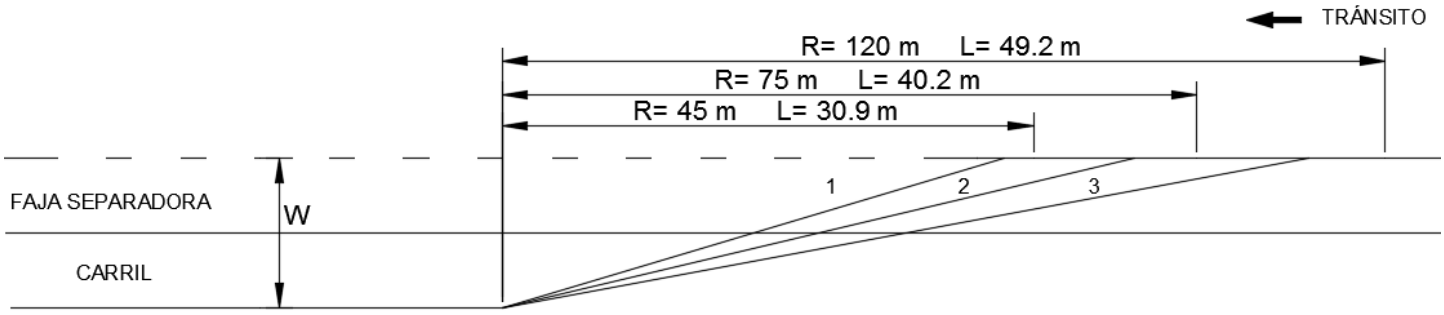
En carreteras de alta velocidad es una práctica la transición al entrar en un carril auxiliar desde una carretera de alta velocidad con relaciones entre 8:1 a 15:1 Y preferentemente, en línea recta como se muestra en la Figura VII.34-A La relación de la transición será 8:1, para velocidades de proyecto menores de 50 km/h y 15:1 para 80 km/h. En los extremos de transiciones largas, es conveniente una curva corta, como se muestra en la Figura VII.34-B. La longitud de la tangente será de la mitad a un tercio de la longitud total.

Todas las dimensiones y configuraciones mostradas en la Figura VII.34 son aplicables a carriles de vuelta derecha e izquierda.



- A -
Transición en línea recta

FIGURA VII.34. Proyecto de transiciones para carriles auxiliares



- B -
Transición en tangente parcial

F.2. INTERSECCIONES A DESNIVEL

Son las zonas en las que dos o más caminos se cruzan a distinto nivel para facilitar todos los movimientos posibles de cambio de un camino a otro con el mínimo de puntos de conflicto posible.

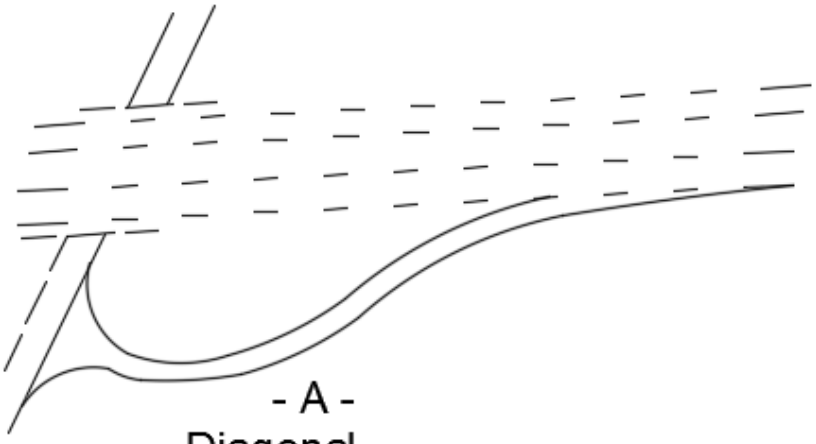
F.2.1. Rampas

Las rampas incluyen los enlaces que dan vuelta y se conectan a dos o más ramas de una intersección a desnivel. La geometría del enlace involucra alguna curvatura y una pendiente. El proyecto del alineamiento horizontal y vertical de las rampas se basa en velocidades más bajas que tienen los caminos interceptados, pero en algunos casos son iguales.

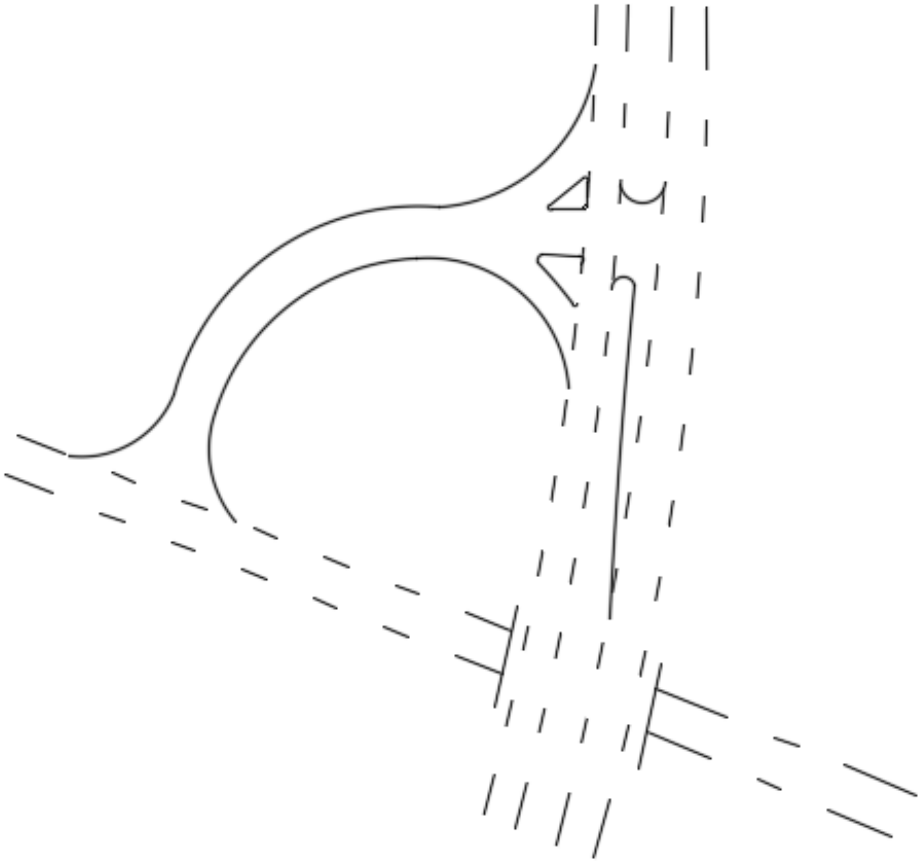
F.2.1.1. Tipos

La Figura VII.35 muestra varios tipos de rampas y sus formas características, tales como: A. Diagonal, B. Rampa en un cuadrante, C. Semi directa, D. Conexión exterior y E. Direccional.

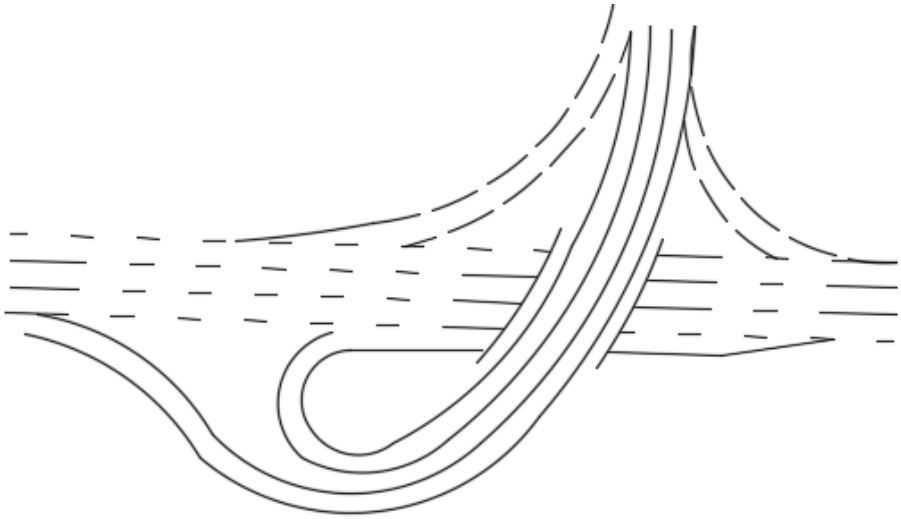
Cada rampa, generalmente, es de un sentido de circulación. Las rampas, usualmente, tienen movimientos de vuelta izquierda y derecha, en el extremo final con el camino menor que se intersecta. Una rampa diagonal está formada por una tangente y curvas en los extremos. Intersecciones a desnivel tipo diamante generalmente tienen cuatro rampas diagonales.



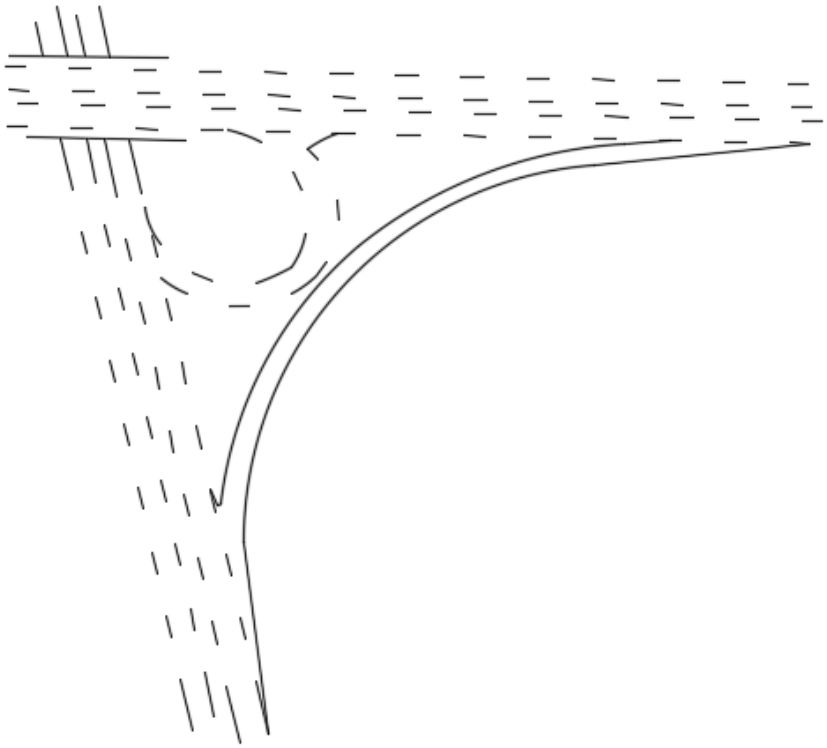
- A -
Diagonal



- B -
Rampa en un cuadrante



- C -
Semidirecta



- D -
Conexión exterior

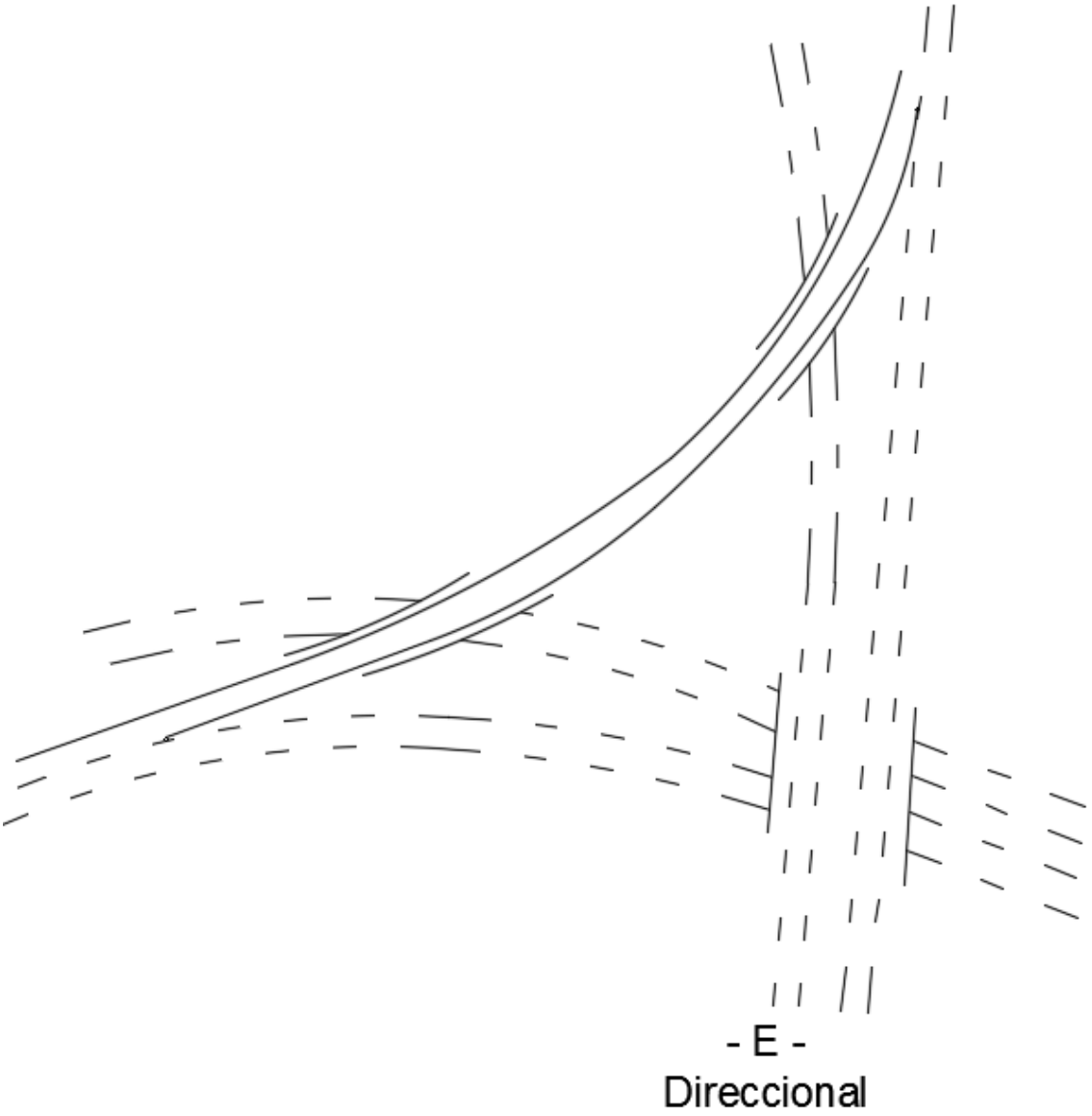


FIGURA VII.35. Formas características de rampas según su tipo

F.2.1.1.1. Consideraciones generales del proyecto de rampas

- Velocidad de proyecto.

En la Tabla VII.31, se indican los valores para velocidades de proyecto del camino principal y en las rampas. En la Tabla VII.32 se muestran los radios mínimos para curvas en intersecciones.

En conexiones semi directas las velocidades de proyecto no deben ser menores de 50 km/h. En conexiones directas las velocidades mínimas de proyecto deben ser de 60 km/h.

En los extremos, cuando una rampa se une a una calle formando una intersección a nivel, la Tabla F.30 no es aplicable al extremo de la rampa cerca a la intersección, debido a la existencia de señal de ALTO o semáforo. En áreas urbanas, en el área adyacente a la intersección a desnivel, deben considerarse

los movimientos de peatones.

TABLA VII.31. Valores guía para la velocidad de proyecto de rampas relacionados con la velocidad de proyecto de carreteras

Velocidad de Proyecto de la Carretera (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidad de Proyecto de la Rampa (km/h)								
Rango Más Alto (85%)	40	50	60	70	80	90	100	110
Rango Intermedio (70%)	30	40	50	60	60	70	80	90
Rango Más Bajo (50%)	20	30	40	40	50	50	60	70
Radio Mínimo Correspondiente (m)	Véase la Tabla F.EE, siguiente							

TABLA VII.32. Radios mínimos para curvas en intersecciones

Velocidad de proyecto, en el ramal o rampa, km/h	25	30	40	50	60	70
Coeficiente 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 + μ	0,32	0,29	0,27	0,26	0,25	0,25
Radio mínimo calculado (R), 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
Grado máximo de curvatura	-	48	24	15	10	8

Nota: Para velocidades de proyecto de 70 km/h o mayores, use valores para condiciones de camino abierto.

Fórmula empleada: $s + \mu = 0.00785\ V^2/R$.

F.2.1.2 Curvatura

El proyecto de curvas compuestas o en espiral son recomendables para: (1) obtener el alineamiento deseado de las rampas, (2) proporcionar una transición confortable entre las velocidades de proyecto de los carriles de frente y de vuelta y (3) ajustarse a la trayectoria natural de los vehículos. Debe tenerse precaución en el uso de curvaturas compuestas para prevenir inesperados y abruptos ajustes de velocidad.

La curvatura de una rampa es influenciada por factores como: la clasificación de los vehículos, el volumen del tránsito, la velocidad de proyecto, la topografía, el ángulo de intersección y el tipo del extremo de la rampa.

Varias formas de rampas pueden ser utilizadas para el enlace y conexión de los extremos de una intersección a desnivel semi direccional, como se muestra en la Figura F.35-A. El enlace puede ser un arco circular o alguna otra curva simétrica o asimétrica formada con transiciones espirales. El arreglo asimétrico puede ajustarse donde los caminos que se intersectan no son de la misma importancia y los extremos de las rampas son diseñados para diferentes velocidades. La rampa, en parte, funciona como un área de cambio de velocidad. Cualquier combinación de líneas B, C y D pueden utilizarse para una forma práctica.

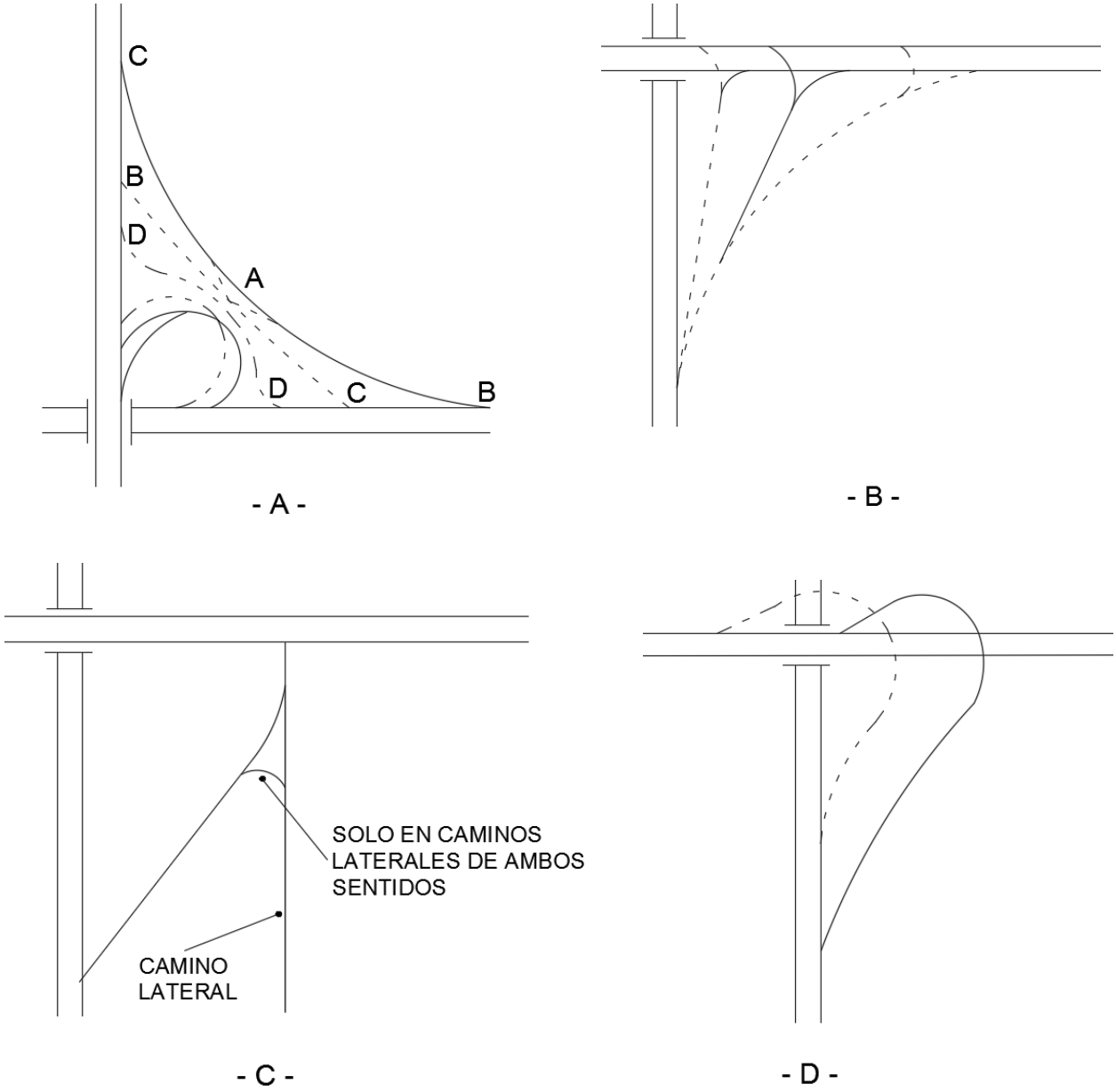


FIGURA VII.36. Formas de rampas

F.2.1.3. Distancia de visibilidad

La distancia de visibilidad a lo largo de una rampa es al menos como la distancia de visibilidad de parada. La distancia de visibilidad para rebasar no es necesaria. Debe haber una vista clara de todo el extremo de salida incluyendo la incorporación de salida.

La distancia de visibilidad en una carretera antes de la aproximación a la incorporación de una rampa de salida debe exceder 25 por ciento la distancia de visibilidad de parada mínima para la velocidad de proyecto del tránsito de frente. Como se indica en la Tabla F.14.

F.2.1.4. Alineamiento vertical

La longitud de las curvas verticales se determinará de la misma manera que para tramos carreteros con base en la distancia de visibilidad medida desde los ojos del conductor situados a una altura de 1.08 m hasta un objeto con una altura de 0.60 m. En este caso son aplicables directamente las fórmulas referentes a curvas verticales en cresta.

La Figura VII.37 y la Tabla VII.33, muestran la relación entre la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud de la curva vertical en cresta, para proporcionar la distancia de visibilidad de parada requerida.

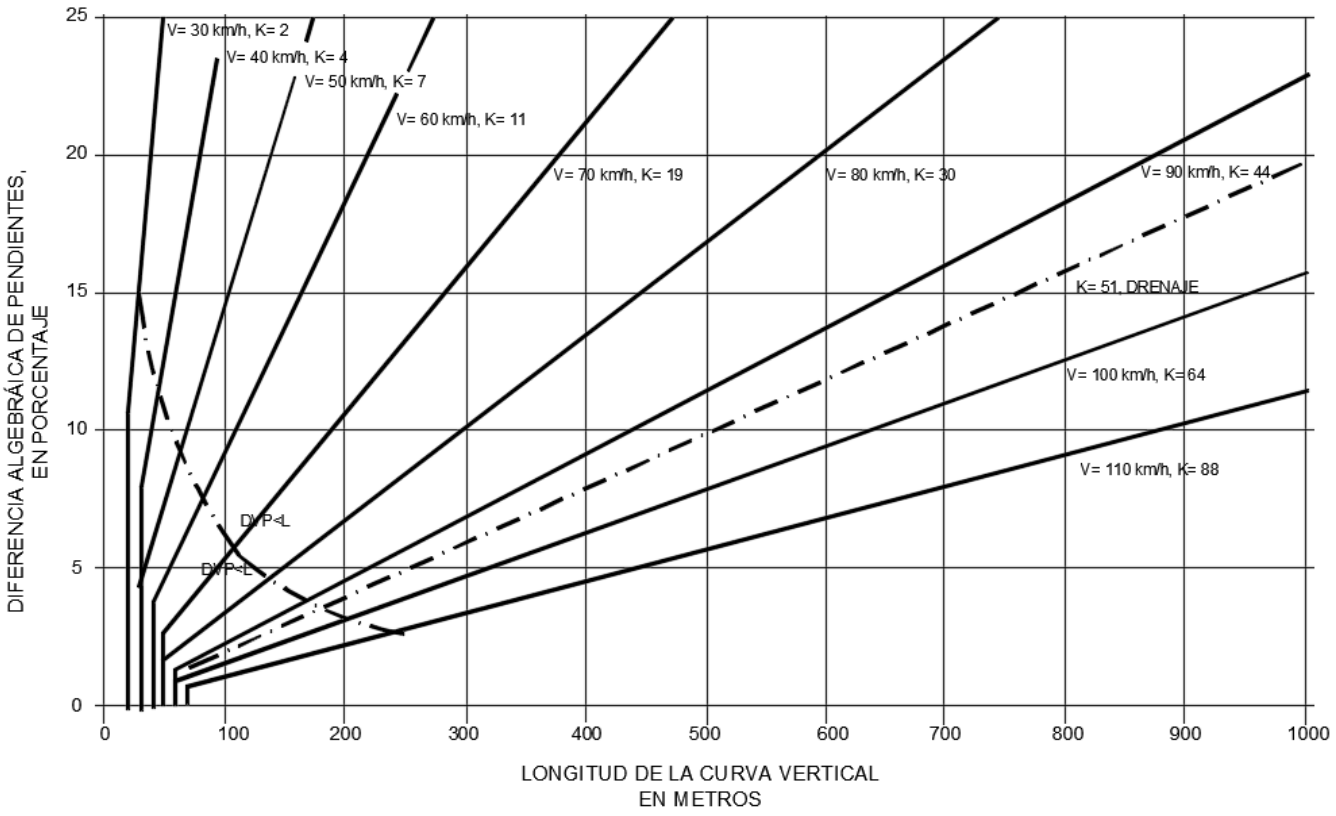


FIGURA VII.37. Parámetros de proyecto para curvas verticales en cresta (condiciones de camino abierto)

Las mismas longitudes mínimas anteriores se utilizarán en curvas verticales en columpio, ya que el criterio tradicional de considerar la distancia que alumbra el haz de luz de los faros de los automóviles, no tiene sentido debido a la curvatura.

TABLA VII.33. Parámetros de proyecto para curvas verticales en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Valores del parámetro *K*[a] (m/%)	
		Calculado	De Proyecto
30	31	1,4	2
40	46	3,1	4
50	63	6,4	7
60	83	11,0	11
70	104	18,4	19
80	128	29,8	30
90	155	43,9	44
100	183	63,9	64
110	214	87,5	88

[a] El parámetro de la curva vertical, *K*, es la longitud de la curva entre la diferencia algebraica porcentual de las pendientes que se intersectan (es decir, *K=L/A*).

F.2.1.5. Planta, perfil y sección de los accesos

En rampas de un sentido, se hace una diferencia entre pendientes ascendentes y descendentes. En extremos de rampas cortas con pendientes de 7 o 8 por ciento, permiten buena operación sin reducir la velocidad de los automóviles. Pendientes de hasta 5 por ciento no interfieren la operación de camiones y autobuses.

En rampas descendentes de un sentido se limitan a 3 o 4 por ciento con tránsito significativo de camiones pesados o autobuses. Condiciones de nieve y hielo limitan la opción de pendientes sin importar la dirección de la pendiente.

Como un criterio general las pendientes de las rampas serán las indicadas en la Tabla VII.34.

TABLA VII.34. Pendientes en rampas

Velocidad de Proyecto, km/h.	Pendiente, en %
70 a 80	3 a 5
60	4 a 6
40 a 50	5 a 7
30 a 40	6 a 8
Nota: En casos especiales de rampas descendentes, con un sentido de circulación, los valores de la Tabla pueden ser mayores al 2 %.	

F.2.1.5.1 Distancia horizontal para alcanzar la altura requerida en pasos superiores e inferiores

La Figura VII.38 muestra las distancias horizontales requeridas en terreno plano para alcanzar la altura requerida en pasos superiores e inferiores.

Una diferencia en elevación de 5.0 a 5.5 m suele ser requerida en una separación a desnivel de dos carreteras o calles para el gálibo vertical y el espesor estructural. La misma dimensión se aplica a una carretera que cruza de manera subterránea a una vía férrea. Para una carretera que cruza de manera elevada a una línea ferroviaria, se requiere 8.4 m.

En terreno plano estas dimensiones verticales corresponden a H, la elevación o depresión requerida para lograr una separación a desnivel. En la práctica, sin embargo, H puede variar en un rango muy amplio debido a la topografía.

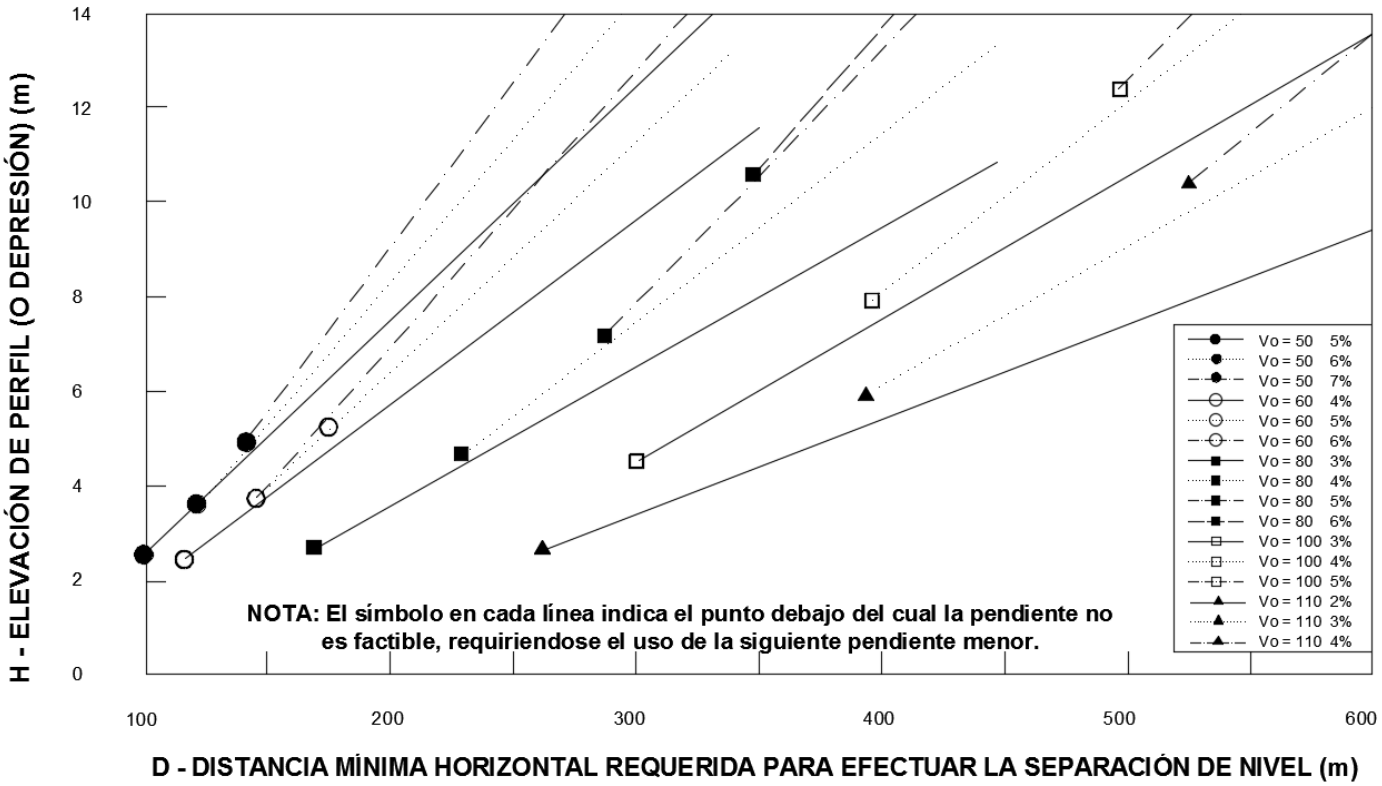
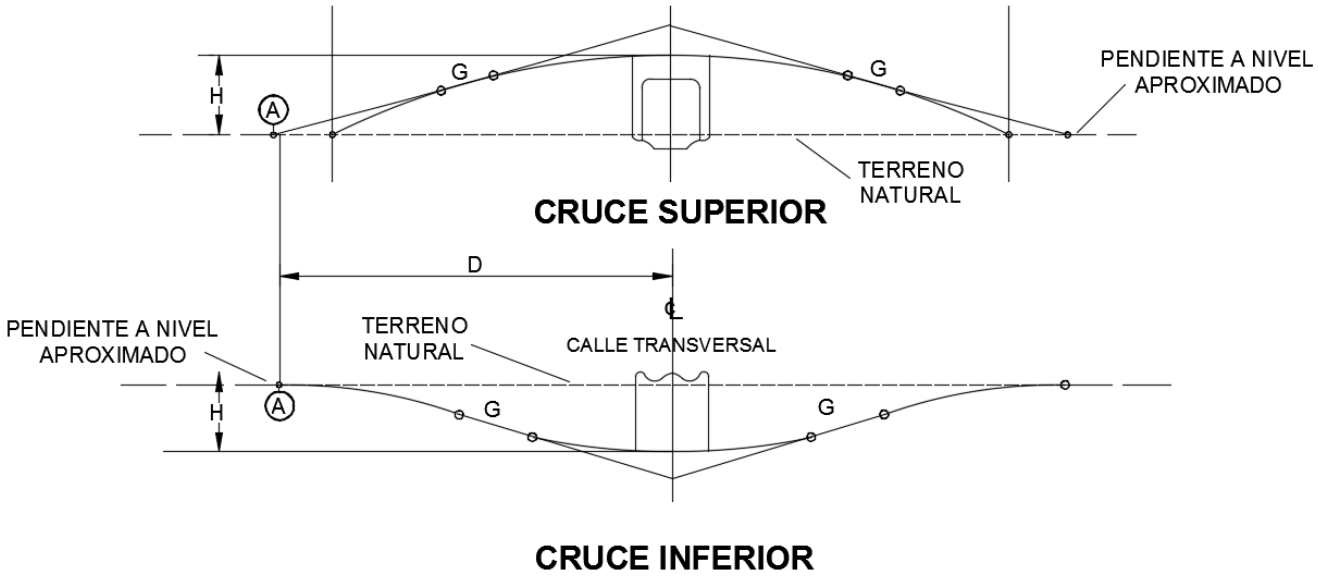


FIGURA VII.38. Distancia horizontal para alcanzar la altura requerida en pasos superiores e inferiores, en terreno plano

Nota: "La distancia vertical libre mínima deberá verificarse del terreno natural hacia arriba o hacia abajao de la estructura, según sea cruce superior o inferior"



F.2.1.6. Sobreelevación

La sobreelevación queda determinada por la curvatura de la rampa, tiene que desarrollarse gradualmente en el interior y exterior de la curva. El método para desarrollar la sobreelevación en los extremos de rampas con flujo de tránsito libre se muestra diagramáticamente en la Figura VII.39.

En la Figura VII.39-A se presenta una transición de salida desde un tramo en tangente que se prolonga más allá de la zona de deceleración. La corona normal se proyecta dentro del pavimento auxiliar no requiriéndose sobreelevación hasta que se alcanza el inicio de la curva.

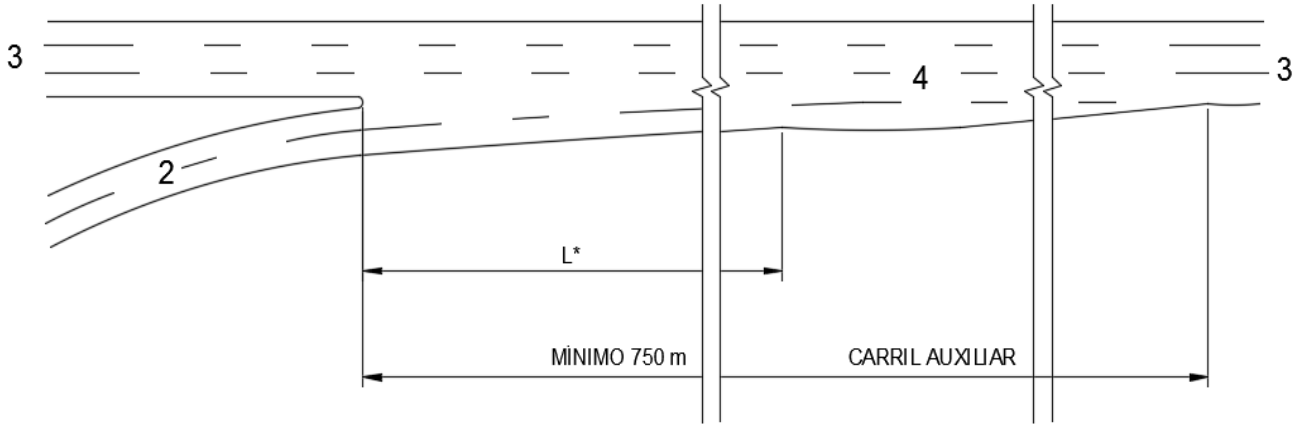
En la Figura VII.39-B se observa una salida del tipo paralelo desde un tramo en tangente que conduce a una curva suave de salida. En el punto “b” se proyecta la corona normal del camino sobre el pavimento auxiliar. En el punto “c” puede cambiarse generalmente la línea de la corona para iniciar el desarrollo de la sobreelevación de la curva existente. En el punto “d” los dos quiebres en la línea de la corona conducen al desarrollo de la sobreelevación completa en la vecindad de la nariz de entrada.

En las Figuras VII..39-C y D se indican los extremos de una rampa y el pavimento auxiliar sobre el que se proyectará la sobreelevación del camino.

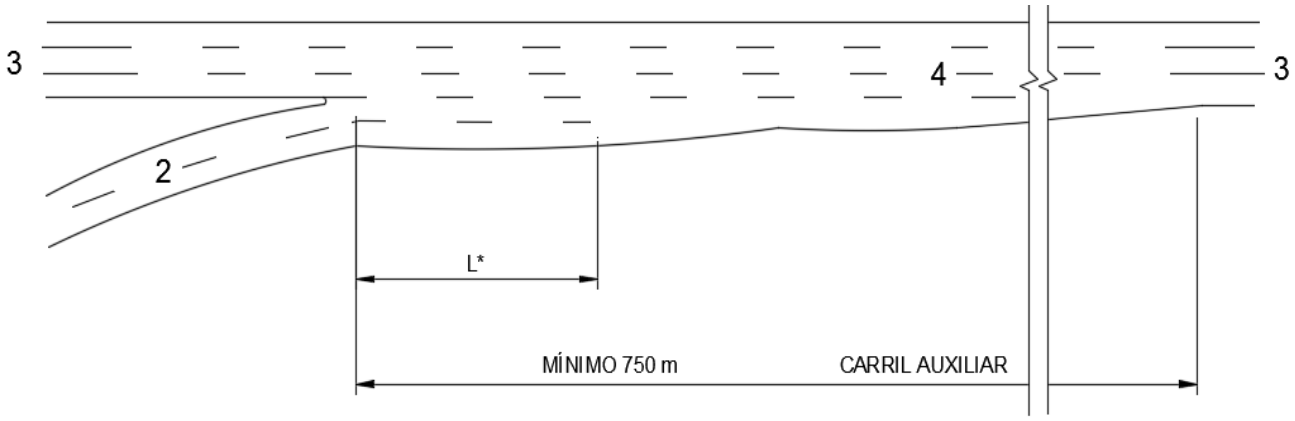
La Figura VII..39-E muestra una rampa de entrada del tipo paralelo en la parte superior de la curva. En el punto “d” la sobreelevación probablemente sería plana y la sobreelevación completa se alcanzaría en el punto “c”.

La Figura VII..39-F ejemplifica una rampa de salida del tipo paralelo de un tramo en tangente, con una curvatura pronunciada con desarrollo antes de la nariz de

la rampa. Este diseño es típico de gazas de tipo trébol. Parte del cambio de pendiente, se logra sobre el carril paralelo, con aproximadamente la mitad de la sobreelevación desarrollada en el punto “b”. La sobreelevación completa de la rampa se alcanza más allá de la nariz.

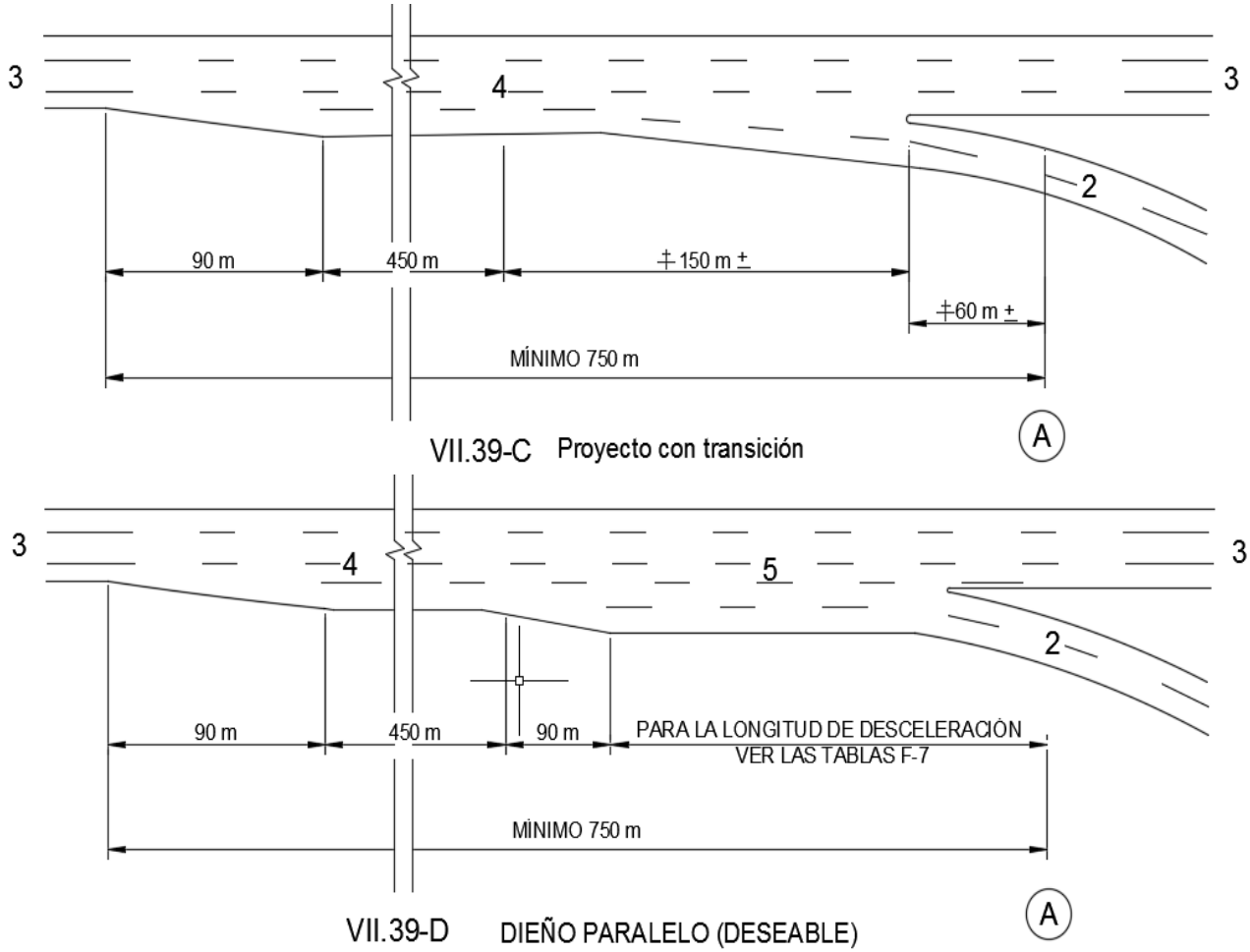


VII.39-A Proyecto con transición



VII.39-B Diseño paralelo (deseable)
el carril auxiliar debe extenderse para mayor efectividad mas alla de la entrada
* para el criterio de longitud mínima de aceleración vea las tablas f-5 y f-6

FIGURA. VII.39. Desarrollo de la sobreelevación en extremos de rampas con flujo libre



VII.39-C Proyecto con transición

VII.39-D DIEÑO PARALELO (DESEABLE)

EL CARRIL AUXILIAR DEBE SER INTRODUCIDO PARA MEJORAR LA EFECTIVIDAD DE LA ENTRADA

± VARÍA CON EL ÁNGULO DE DIVERGENCIA

(A) PUNTO DE CONTROL DE LA VELOCIDAD EN LA RAMPA

F.2.1.7. Cuña de recuperación

El término cuña de recuperación se refiere a la zona situada desde el punto de la intersección de los acotamientos hasta la anchura dimensional de la nariz de la cuña que separa las dos coronas. Figura VII.40.

Las Figuras VII.41-A y B disponen de una cuña adyacente al carril exterior del tránsito que sigue de frente, con un desfasamiento moderado del pavimento de la rampa.

La Figura VII.41-C muestra una bifurcación principal donde ninguno de los caminos que divergen tiene prioridad. El desfasamiento de la nariz es igual para

ambas calzadas. En estos casos se pinta un franjeado a partir de la nariz de la bifurcación.

La Tabla VII.35, proporciona las longitudes mínimas recomendables para las transiciones más allá del vértice del desfasamiento, de acuerdo con la velocidad de proyecto del tránsito que se aproxima.

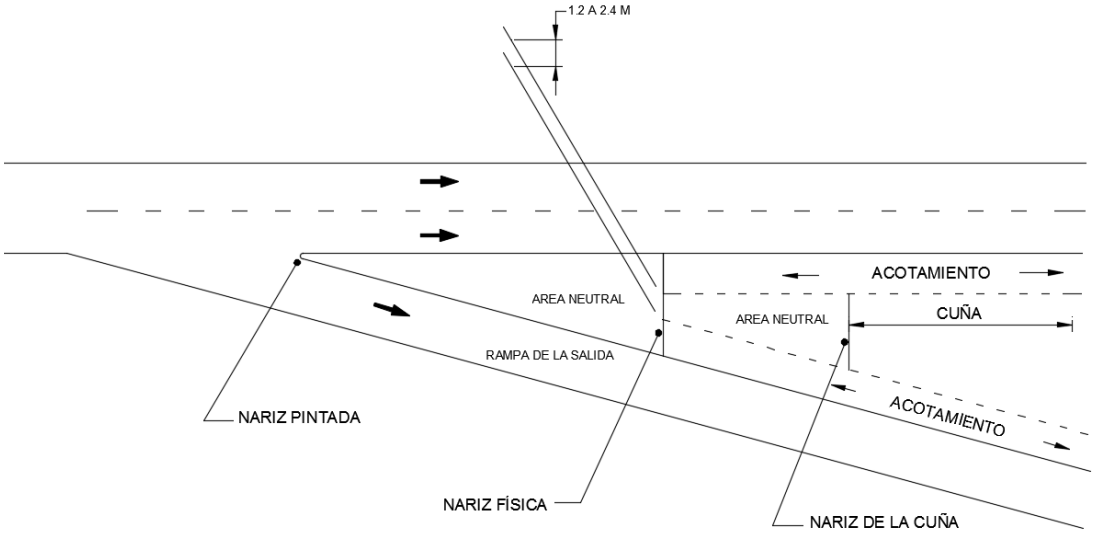


FIGURA VII.40. Características típicas de una cuña de recuperación

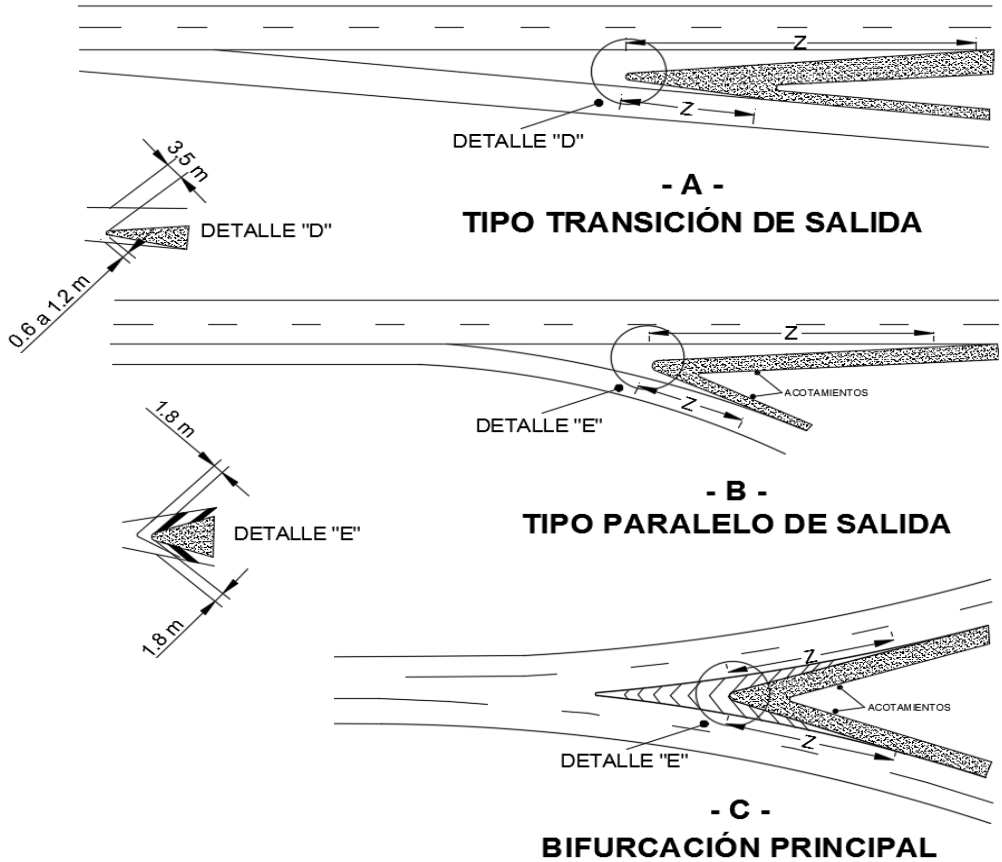


FIGURA VII.41. Detalles típicos de cuñas de recuperación

TABLA VII.35. Longitud mínima del adelgazamiento de la nariz

Velocidad de Proyecto (km/h)	Longitud en metros de la transición (Z) por metro de desplazamiento de la nariz
50	15,0
60	20,0
70	22,5
80	25,0
90	27,5
100	30,0
110	35,0

F.2.1.8. Ancho

Los anchos de las rampas para los casos de operación y la condición de tránsito se pueden consultar en la Tabla VII.32.

F.2.1.9. Extremos

El extremo de una rampa es el área adyacente al camino principal, incluye carriles de cambio de velocidad, transiciones e isletas. Los extremos de rampas son intersecciones a nivel, como en el caso de carreteras que concurren a intersecciones del tipo diamante o forma de trébol parcial y aquellas zonas donde la rampa forma ángulos pequeños con el camino principal.

Los perfiles de los extremos de las rampas se proyectarán en combinación con el alineamiento horizontal para evitar restricciones de la visibilidad que afecten la operación.

F.2.1.9.1. Ubicación

En intersecciones de tipo diamante o trébol parcial se forman intersecciones a nivel. Es deseable que la intersección se localice a una distancia adecuada del paso a desnivel para disponer de una distancia de visibilidad que permita la entrada y salida con seguridad hacia y desde el camino transversal.

Aquellos proyectos con salidas después de curvas verticales se evitarán, especialmente en carreteras de alta velocidad. De preferencia los extremos de las rampas de entrada se localizarán en pendientes ascendentes con el fin de hacer más fácil la aceleración de los camiones. Las rampas tipo gaza, localizadas después de una estructura, como es el caso de tréboles convencionales o ciertos arreglos de tréboles parciales, usualmente requieren un carril auxiliar paralelo.

F.2.1.9.2. Espaciamiento

El extremo de una rampa no quedará cerca de la estructura de un paso a desnivel. En caso de que no sea posible ubicar el extremo de salida antes de la estructura, la salida se desplazará delante de la estructura a desnivel. La distancia entre la estructura y la nariz del extremo de la rampa será suficientemente grande para que no entorpezcan al tránsito que sigue de frente. Se sugiere una distancia razonable mínima, entre la estructura y la nariz del extremo de la rampa de salida, aproximadamente igual a la longitud del carril de cambio de velocidad.

Cuando la rampa de entrada esté ubicada antes de la estructura se requiere de un carril de aceleración con la longitud necesaria entre el extremo de la rampa y la estructura y se verificará la distancia de visibilidad, con el fin de que la línea de visión del conductor no quede obstruida por el estribo o el parapeto del puente.

Cuando existan dos o más extremos de rampas seguidas y cercanas a lo largo del camino principal, habrá que proporcionar una longitud suficiente para maniobrar y ubicar el señalamiento. La Figura VII.42, muestra el espacio mínimo requerido entre los extremos de rampas, para varias combinaciones de entradas y salidas.

Cuando una rampa de entrada es seguida por una de salida la distancia mínima entre ellas, está condicionada por el entrecruzamiento.

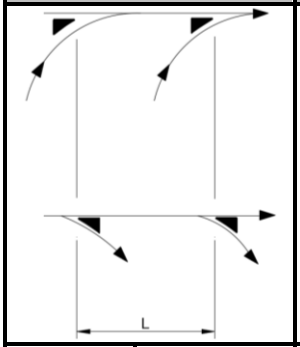
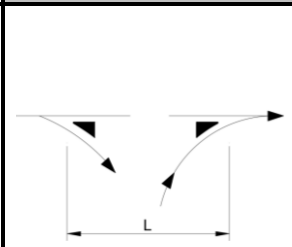
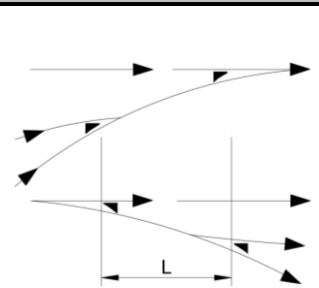
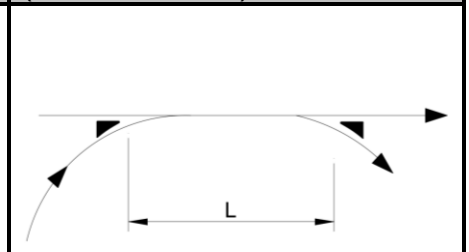
Entrada - Entrada ó Salida – Salida		Salida - Entrada		Enlaces		Entrada - Salida (Entrecruzamiento)			
									
Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora	Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora	Sistema de Intersecciones	Intersección Aislada	Sistema de Intersecciones		Intersección Aislada	
						Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora	Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora
Longitudes Mínimas entre Rampas Sucesivas, L, (metros)									
300	240	150	120	240	180	600	480	480	300

FIGURA VII.42. Espaciamiento mínimo recomendable entre los extremos de rampas

F.2.1.9.3. Carriles de cambio de velocidad

Los carriles de cambio de velocidad son de dos tipos: con transición directa o paralela. El tipo transición directa para las salidas o entradas se realizan con ángulos pequeños, en tanto que el tipo paralelo consiste en un carril adicional.

- Rampas de entrada (carril de aceleración)

a) Tipo Transición Directa.-

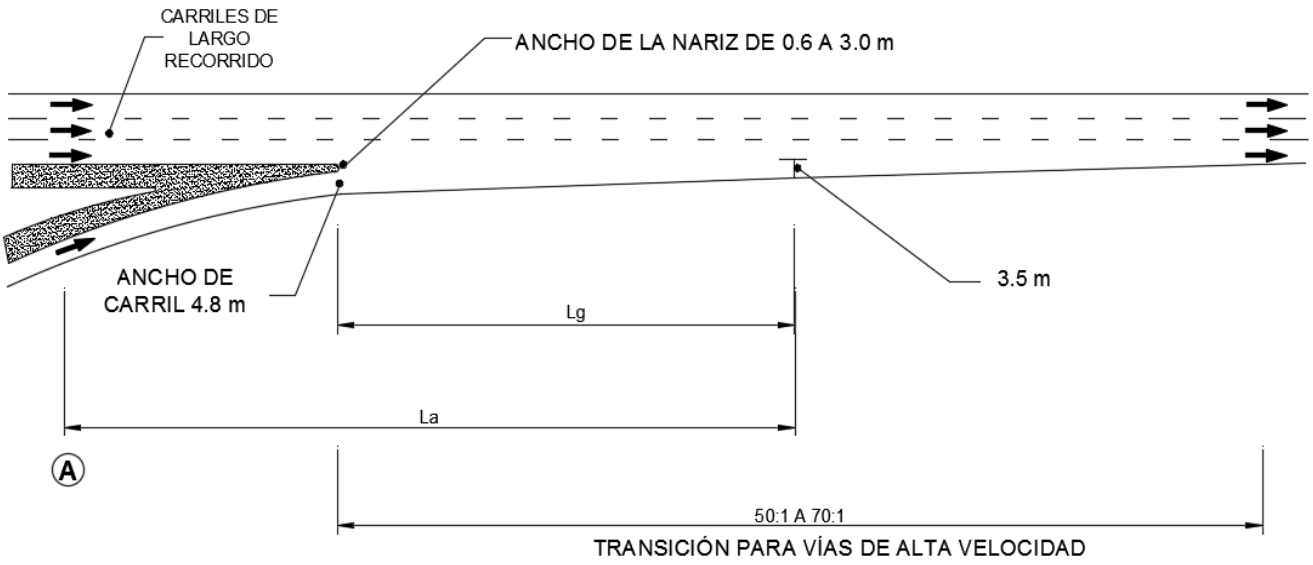
En la Figura VII.43, se observa el extremo de una rampa de entrada con un solo carril de transición.

La transición directa tendrá el rango de inclinación entre 50:1 y 70:1, para que los conductores alcancen una velocidad cercana a la velocidad promedio de la carretera principal, en donde la orilla exterior de la rampa se une con la carretera principal.

La Tabla VII.36, muestra longitudes mínimas de aceleración para extremos de rampas de entrada. Cuando la rampa está en pendiente las longitudes se ajustarán de acuerdo con lo indicado en la Tabla VII.37.

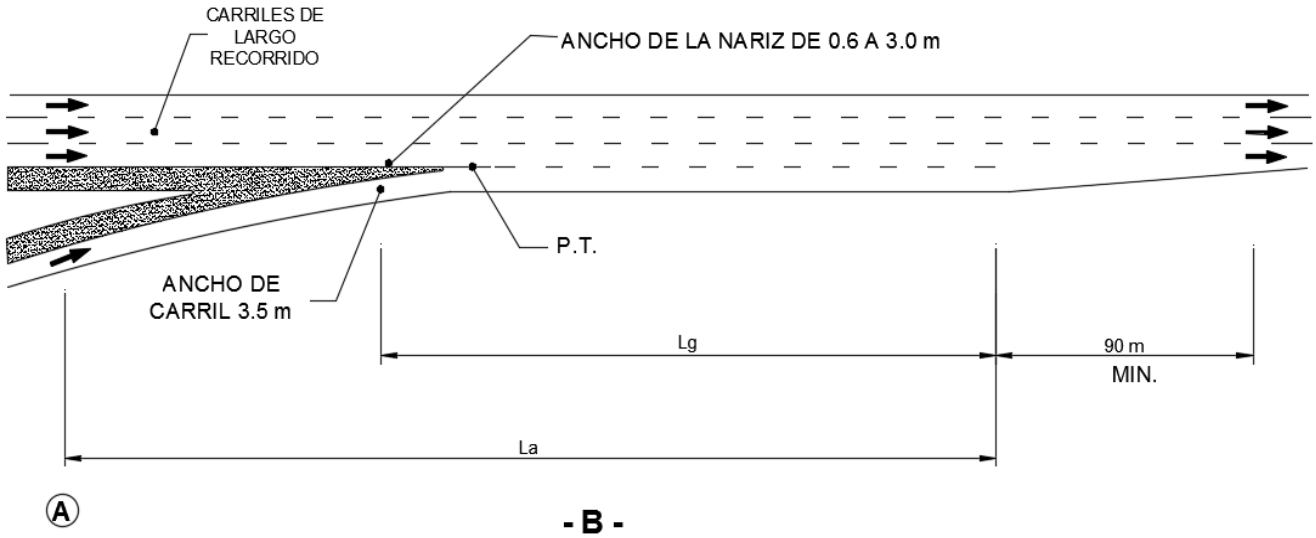
b) Tipo paralelo.-

Las rampas de entrada que cuentan con un carril auxiliar paralelo de longitud suficiente permiten a un vehículo acelerar hasta llegar a la velocidad de la carretera principal antes de incorporarse. Se proporcionará una transición al final de este carril. Figura VII.43 y Tablas VII.36 y VII.37.



- A -

PROYECTO CON TRANSICIÓN



- B -

PROYECTO PARALELO

FIGURA VII.43. Rampas típicas de entrada de un solo carril

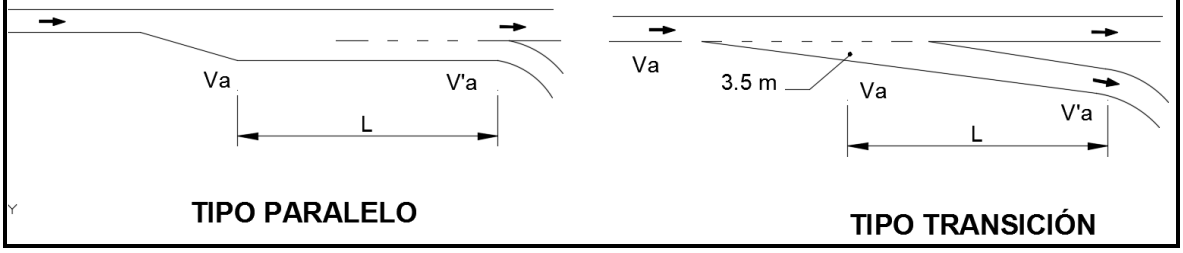
Notas:

1. L_a es la longitud requerida de aceleración como se muestra en las Tablas VII.36 y VII.37.
2. El punto Ⓐ controla la velocidad en la rampa. L_a no empezará atrás de la curvatura de la rampa a menos que el radio sea igual o mayor de 300 m.
3. L_g es la longitud del intervalo o espacio aceptable. L_g será como mínimo de 90 m a 150 m dependiendo de la anchura de la nariz.
4. El valor de L_a ó L_g cualquiera que produzca la mayor distancia corriente abajo, desde donde la anchura de la nariz es igual a 0.6 m, se sugiere para usarse en el proyecto de la entrada de la rampa.

TABLA VII.36. Longitudes mínimas de aceleración para extremos de entradas con pendientes del 2% o menores, tipo transición directa y tipo paralelo

Velocidad de Proyecto, V (km/h)	Velocidad de Operación, Va (km/h)	Longitud de Aceleración, La (m) para Velocidad de Proyecto de Curvas de Entrada (km/h)							
		Condición de parada	20	30	40	50	60	70	80
		y Velocidad Inicial V'a (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	37	60	50	30	-	-	-	-	-
60	45	95	80	65	45	-	-	-	-
70	53	150	130	110	90	65	-	-	-
80	60	200	180	165	145	115	65	-	-
90	67	260	245	225	205	175	125	35	-
100	74	345	325	305	285	255	205	110	40
110	81	430	410	390	370	340	290	200	125

Nota: Se recomiendan transiciones de 50:1 a 70:1 donde las longitudes de aceleración excedan 400 m.



TIPO PARALELO **TIPO TRANSICIÓN**

TABLA VII.37. Factores de ajuste para los carriles de aceleración en función de la pendiente

Velocidad de Proyecto de la Carretera (km/h)	**Carriles de Aceleración** Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud a Nivel para la Velocidad de Proyecto de la Curva de la Rampa [a] (km/h)					
	40	50	60	70	80	Todas las Velocidades
	Ascendentes de 3 a 4 %					Descendente de 3 a 4 %
60	1,3	1,4	1,4	-	-	0,70
70	1,3	1,4	1,4	1,5	-	0,65
80	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0,65
90	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0,60
100	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,60
110	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,60
	Ascendentes de 5 a 6 %					Descendente de 5 a 6 %
60	1,5	1,5	-	-	-	0,60
70	1,5	1,6	1,7	-	-	0,60
80	1,5	1,7	1,9	1,8	-	0,55
90	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	0,55
100	1,7	1,9	2,2	2,4	2,5	0,50
110	2,0	2,2	2,6	2,8	3,0	0,50

[a] = La relación de esta Tabla multiplicada por la longitud en las Tablas F.35 y F.37, da la longitud del carril de aceleración en función de la pendiente.

- Rampas de salida (carril de deceleración)

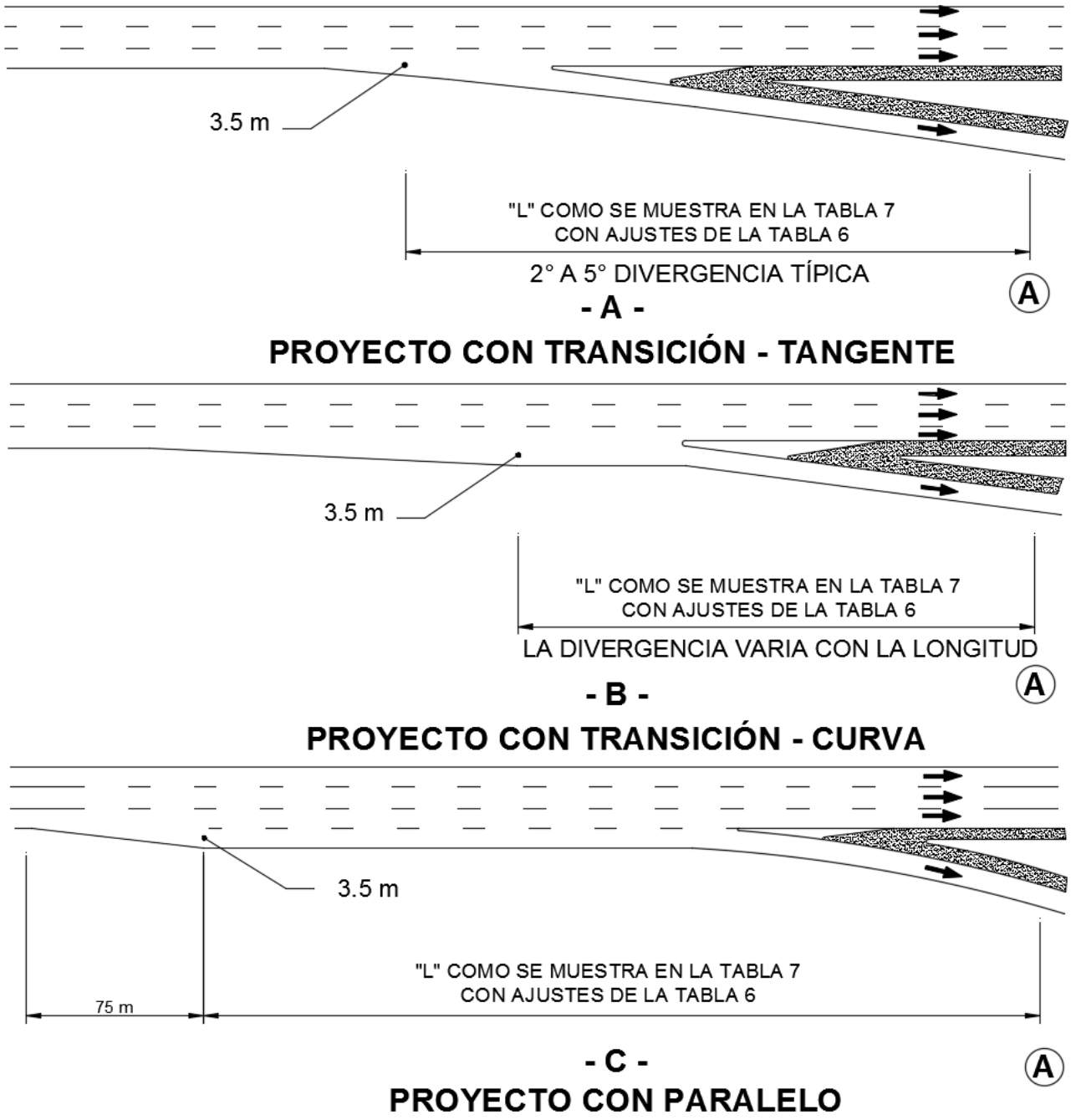
a) Tipo Transición Directa.-

La transición del carril de deceleración de la salida es con un ángulo de divergencia entre 2° y 5° a la orilla exterior de la carretera. Figura VII.44-A.

Las longitudes mínimas de deceleración para diferentes combinaciones de las velocidades de proyecto de la carretera y de la curva de la rampa se indican en la Tabla VII.38. Los ajustes por pendiente se indican en la TablaVII.39.

b) Tipo paralelo.-

El extremo de una rampa con un carril auxiliar del tipo paralelo inicia con una transición seguida por un carril auxiliar completo como se muestra en la Figura VII.44-B. Las longitudes mínimas se indican en la Tabla VII.38 y los ajustes por pendiente en la Tabla VII.39.



A PUNTO DE CONTRO DE VELOCIDAD EN LA RAMPA

FIGURA VII.44. Rampas de salida de un solo carril

TABLA VII.38. Longitudes mínimas de deceleración para salidas con pendientes del 2% o menores, tipo paralelo y de transición

Velocidad de Proyecto de la carretera V (km/h)	Velocidad de Operación, Va (km/h)	Velocidad de Proyecto en las Curvas de Salida, V' (km/h)							
		Condición de parada	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidad de Operación en las Curvas de Salida, V' a (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
		Longitud de Deceleración, L (m)							
50	47	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	63	110	105	95	85	70	55	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	55	-
90	77	145	140	135	120	110	100	75	60
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	91	180	180	170	160	150	140	120	105

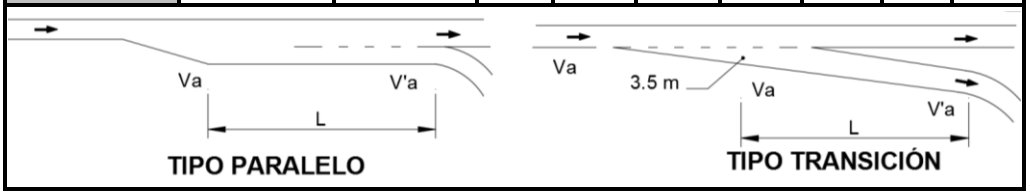


TABLA VII.39. Factores de ajuste para los carriles de deceleración en función de la pendiente

Velocidad de Proyecto de la Carretera (km/h)	**Carriles de Deceleración** Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud a Nivel para la Velocidad de Proyecto de la Curva de la Rampa [a] (km/h)	
Todas las Velocidades	Ascendente de 3 a 4 % 0,9	Descendente de 3 a 4 % 1,2
	Ascendente de 5 a 6 % 0,8	Descendente de 5 a 6 % 1,35
a = La relación de esta Tabla multiplicada por la longitud en la Tabla F.37, da la longitud del carril de deceleración en función de la pendiente.		

- Rampas en curva

La Figura VII.45, ilustra el método para desarrollar el alineamiento de carriles de cambio de velocidad con transición en curvas.

En la Figura VII.46, se muestran diagramáticamente algunos carriles del tipo paralelo en extremos de rampas sobre curvas.

Se evitarán los carriles de cambio de velocidad de salidas en carreteras con curvatura hacia la izquierda. Es necesario tener cuidado con la posición de la transición del carril de deceleración en el exterior de la curva. Figura VII.46-C.

Con la curvatura del camino hacia la derecha y la salida ubicada del lado derecho, Figura VII.46-D, existe una tendencia de los vehículos a salir inadvertidamente de la carretera.

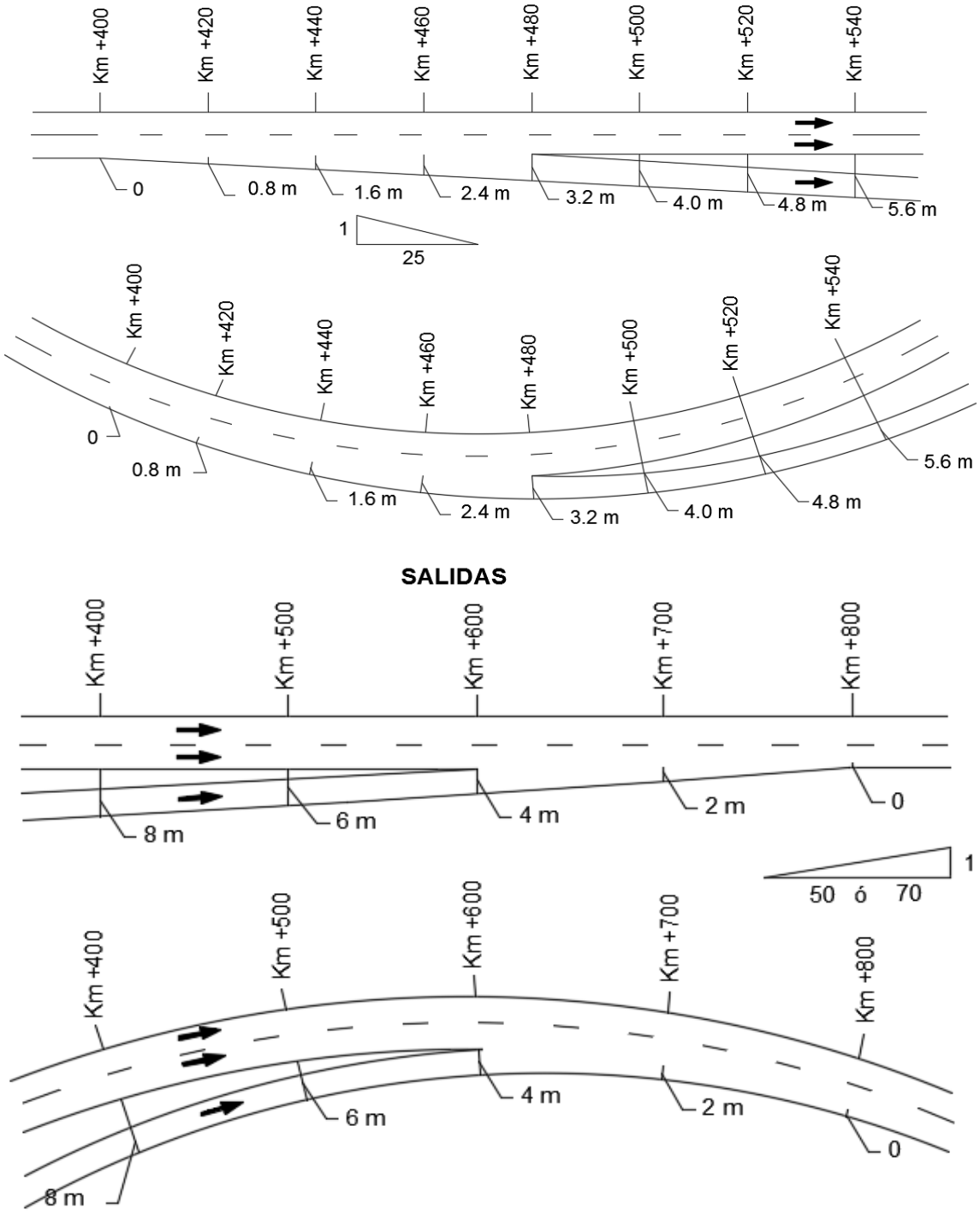


FIGURA. VII.45. Esquema de extremos de rampas del tipo transición sobre curvas

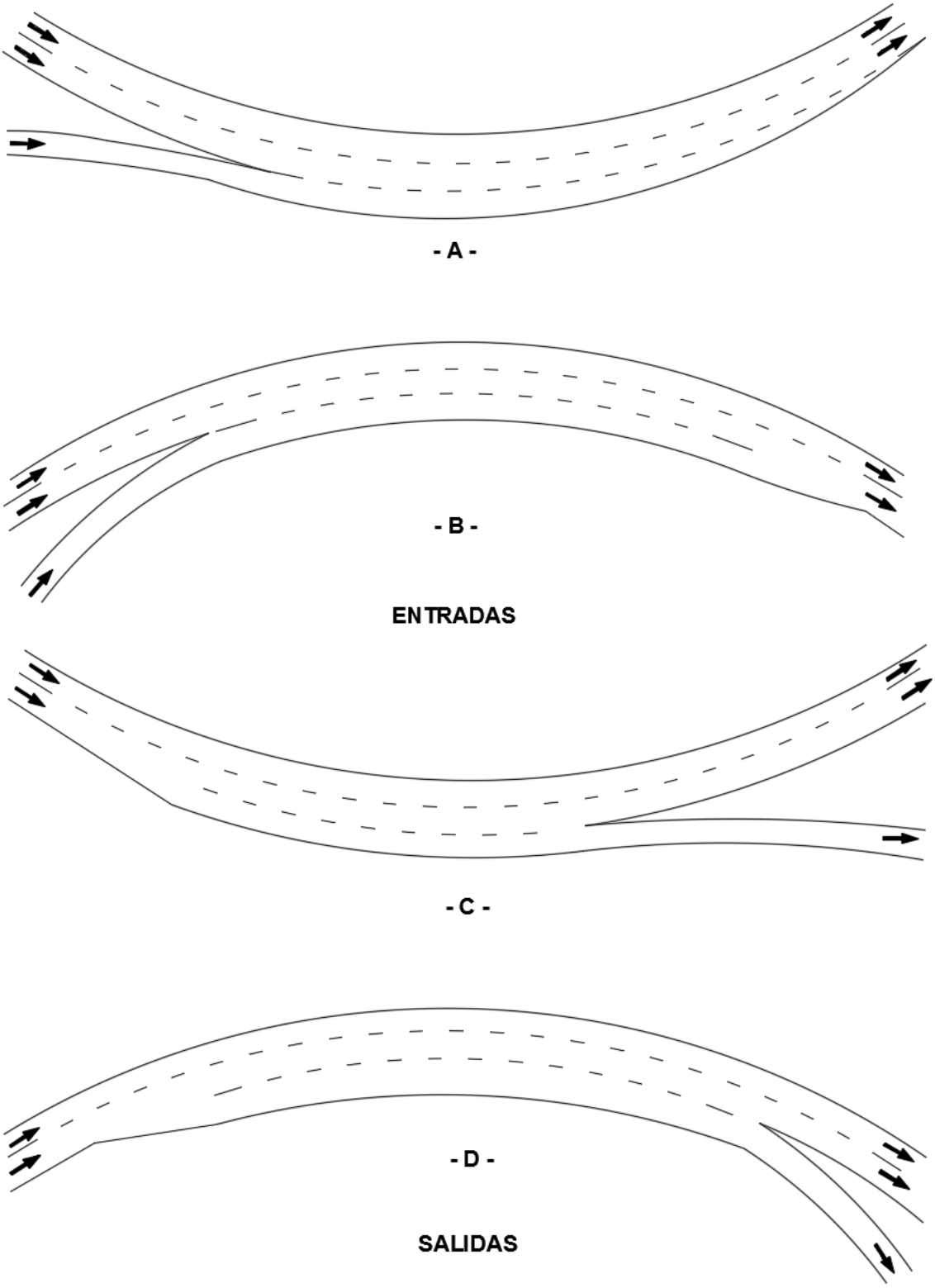


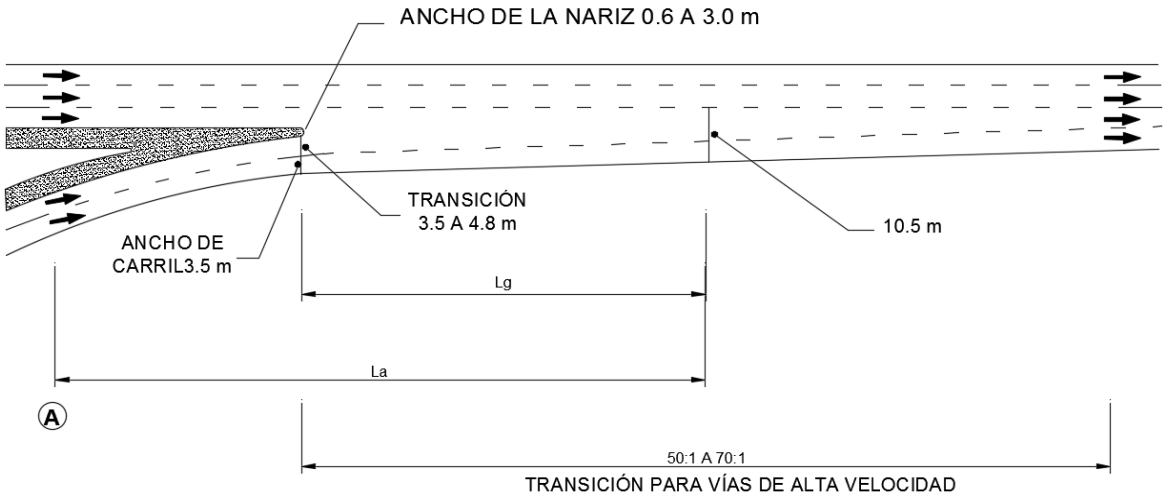
FIGURA VII.46. Extremos de rampas de tipo paralelo sobre curvas

F.2.1.9.4. Rampas de carriles múltiples

Se requieren rampas de carriles múltiples en donde el tránsito es demasiado grande para que un solo carril pueda operar adecuadamente. Otra consideración para proyectar rampas de este tipo, es el entrecruzamiento, el equilibrio de carriles y la flexibilidad del proyecto.

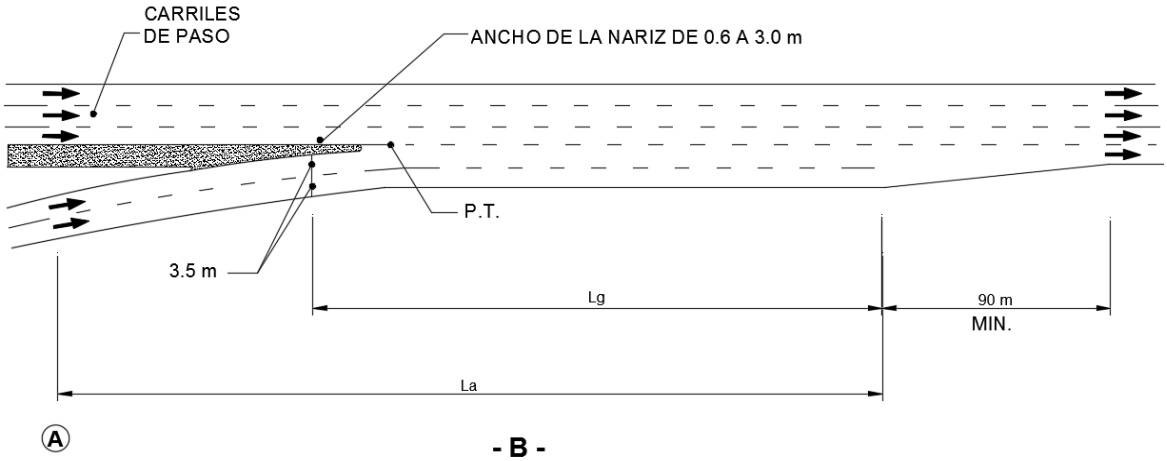
- *Entradas de dos carriles*
  Las rampas de entradas de dos carriles se justifican por requerimientos de capacidad.

  La Figura VII.47 ilustra el extremo de una rampa de dos carriles mientras que en la Figura VII.47-A se observa una entrada de tipo transición y en la Figura VII.47-B, una de tipo paralelo. No se recomienda mezclar ambas soluciones a lo largo de una carretera. La Tabla VII.36, indica las distancias de aceleración en rampas de entrada. En pendientes se ajustarán dichas longitudes acorde a lo indicado anteriormente en la Tabla VII.37.



- A -

PROYECTO CON TRANSICIÓN



- B -

PROYECTO PARALELO

FIGURA VII.47. Rampas típicas de entrada de dos carriles

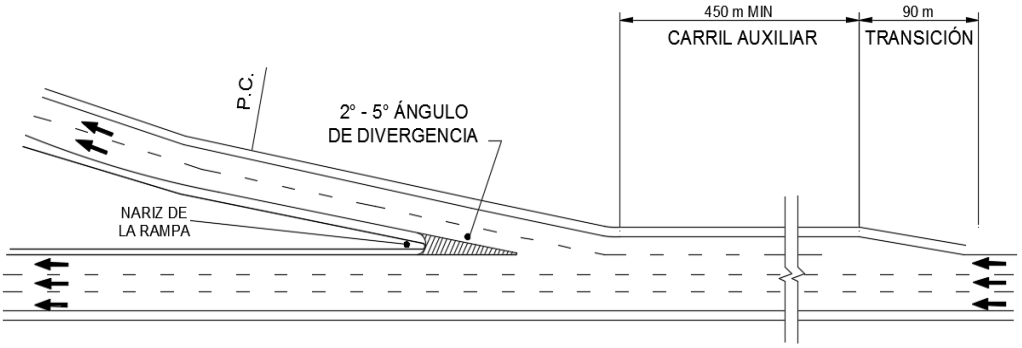
Notas:

1. L_a es la longitud requerida de aceleración como se muestra en las Tablas F.35 y F.36.
2. El punto Ⓐ controla la velocidad en la rampa. L_a no empezará atrás de la curvatura de la rampa a menos que el radio sea igual o mayor de 300 m.
3. L_g es la longitud del intervalo o espacio aceptable. L_g será como mínimo de 90 m a 150 m dependiendo de la anchura de la nariz.
4. El valor de L_a ó L_g cualquiera que produzca la mayor distancia corriente abajo, desde donde la anchura de la nariz es igual a 0.6 m, se sugiere para usarse en el proyecto de la entrada de la rampa.

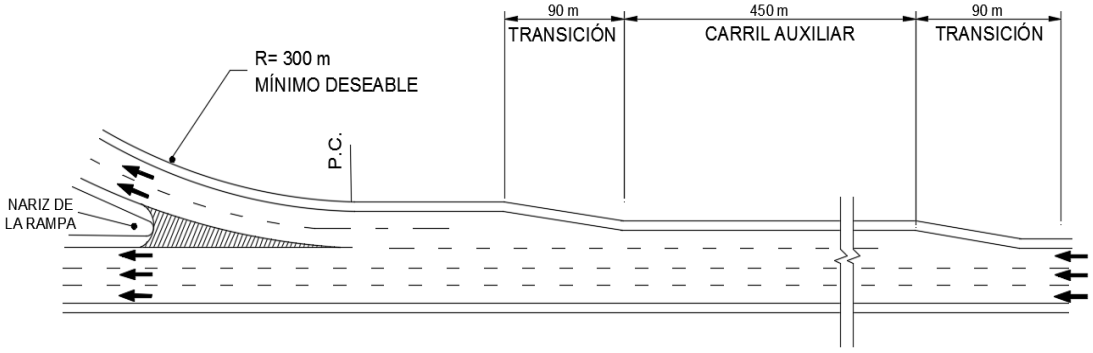
- Salidas de dos carriles

  Cuando el tránsito que sale de una carretera principal excede la capacidad de un carril sencillo en el extremo de la rampa, es necesario proporcionar un carril adicional a ésta.

  Para satisfacer el equilibrio de carriles y no reducir el número básico de carriles de la vía principal es necesario agregar adelante de la salida, un carril auxiliar con longitud de 450 m aproximadamente para aprovechar la capacidad de la salida. En la Figura F.47, se presentan dos diseños típicos de extremos de rampas de salida de dos carriles. El tipo transición se muestra en la Figura F.47-A y el tipo paralelo en la Figura F. 47-B.



- A -
TIPO CON TRANSICIÓN



- B -
TIPO PARALELO

FIGURA VII.48. Extremos de rampas de salida de dos carriles

El proyecto de extremos de rampas, ubicadas en la curva de una carretera principal, se maneja con los mismos principios de diseño que en el caso de extremos de rampas de un carril.

F.2.1.9.5. Bifurcaciones principales

Bifurcación principal se define como la zona donde termina una carretera principal dividiéndose en dos rampas direccionales de carriles múltiples que se conectan más adelante con otra carretera principal.

El proyecto de bifurcaciones principales está sujeto a los mismos principios de equilibrio de carriles que se aplican en cualquier otra zona de divergencia. El número total de carriles de los dos caminos que se bifurcan más allá de la divergencia, excederá al número de carriles que se aproxima a esa área, menos uno.

La nariz de la bifurcación se colocará alineándola directamente con el eje central de uno de los carriles interiores, como se ilustra en las Figuras VII.49-A, B y C, donde se aprecia que los alineamientos de los caminos que se separan están sobre una curva. Este carril interior se prolonga con su anchura total a la derecha e izquierda del área de recuperación; su anchura será por lo menos de 7.00 m en la nariz y de preferencia no mayor de 8.20 m. La longitud en que tiene lugar la ampliación para pasar de 3.50 m a 7.00 m será en el rango de 300 m a 540 m.

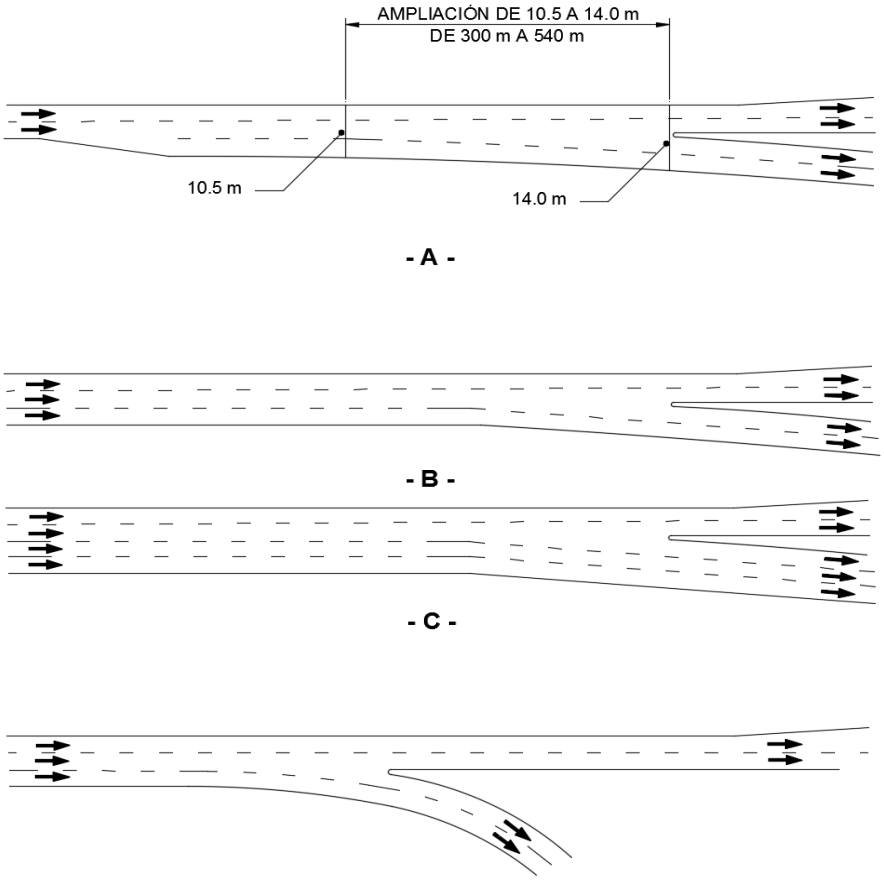


FIGURA VII.49. Bifurcaciones principales

En algunos casos, la demanda de tránsito puede hacer necesario que el número de carriles, más allá del área de convergencia, tenga que ser igual al número de carriles de los dos caminos que se aproximan. La Figura VII.50-A, muestra un diseño como el descrito anteriormente, cuya geometría no significa ningún problema operacional.

Si los volúmenes de tránsito por carril son casi iguales, es apropiado terminar el carril del lado derecho como se muestra en las Figuras VII.50-B y C, siempre y cuando el análisis de capacidad sea el adecuado para no ocasionar un cuello de botella. El carril que termina se llevará con su anchura total en una distancia de 300 m aproximadamente antes de hacer la transición.

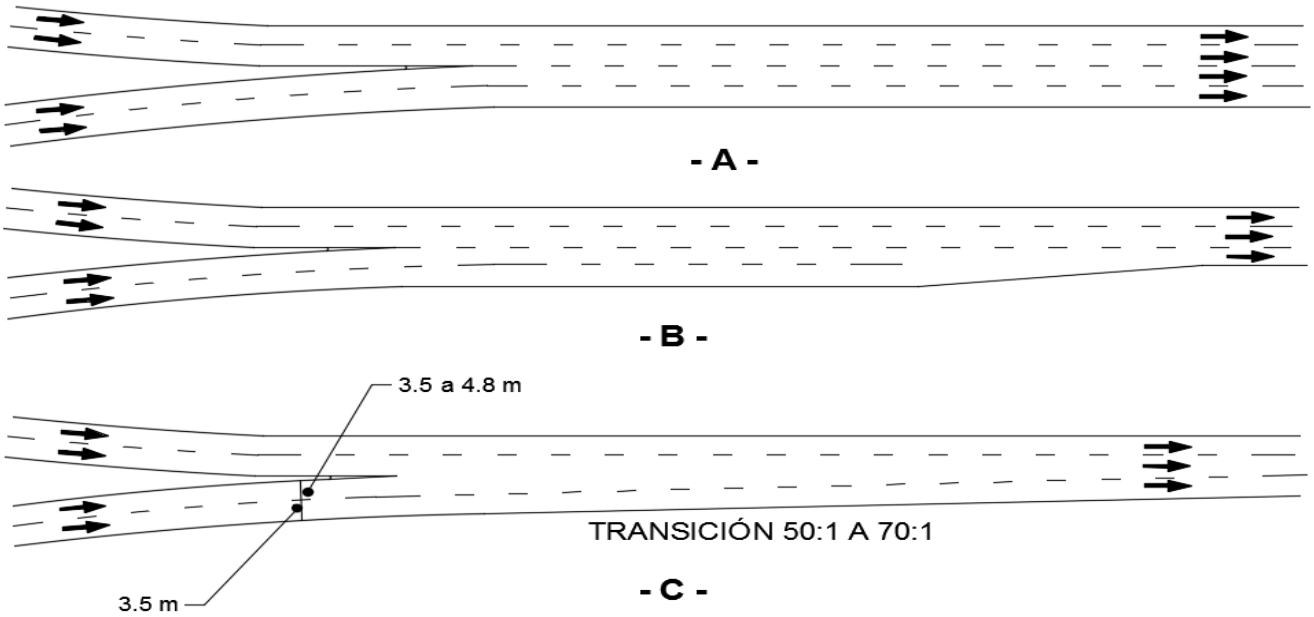


FIGURA VII.50. Conexiones de ramas de una carretera nacional

F.2.2. Pasos

Un paso a desnivel es un conjunto de ramales para facilitar el paso del tránsito entre caminos con: vías de ferrocarril, pasos peatonales, ganado, ductos, ríos, canales y líneas eléctricas aéreas; que se cruzan en niveles diferentes.

Tipos de pasos a desnivel

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

1. Pasos inferiores. Son aquéllos en que el camino pasa por abajo de otra vía de comunicación terrestre.

2. Pasos superiores. Son aquéllos en que el camino pasa por arriba de otra vía de comunicación terrestre.

F.2.2.1. Proyecto de pasos inferiores (PIV)

El tipo de estructura se determina por las necesidades de carga, de cimentación y del lugar en particular.

F.2.2.1.1. Ancho de la estructura

Es conveniente que el ancho de la sección transversal completa de la carretera, incluyendo la faja separadora central, la calzada, los acotamientos y las zonas laterales libres, sea continua a través de la estructura, sin cambio.

F.2.2.1.2. Restricciones

Las restricciones para construir pasos inferiores son las siguientes:

- En terreno montañoso o lomerío, los pasos inferiores resulten más costosos
- Por problemas de drenaje
- La construcción por etapas del camino principal

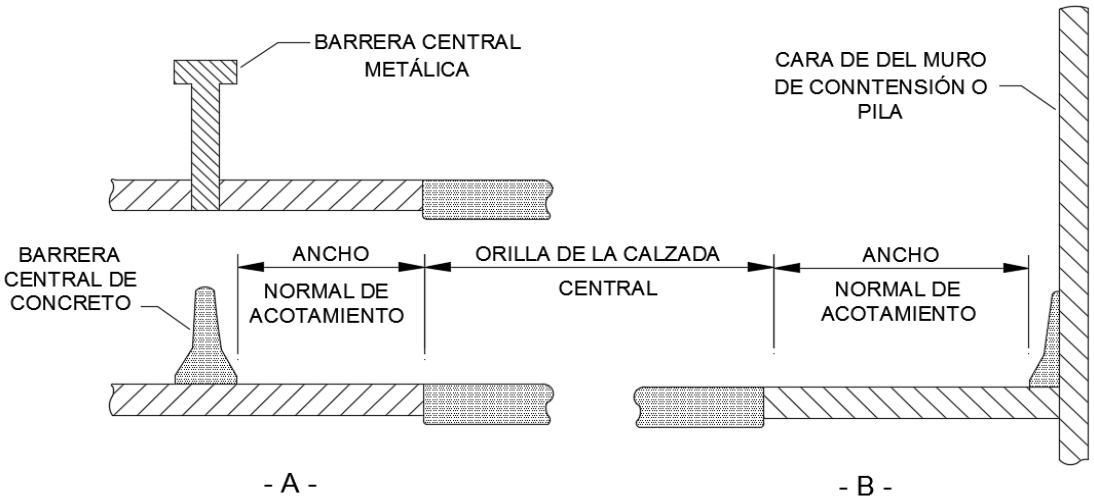
F.2.2.1.3. Distancias libres laterales

La Figura VII.51 muestra, en carreteras no divididas, las distancias laterales libres mínimos a partir del borde de la calzada a la cara de la barrera de protección que deberán ser los anchos normales del acotamiento.

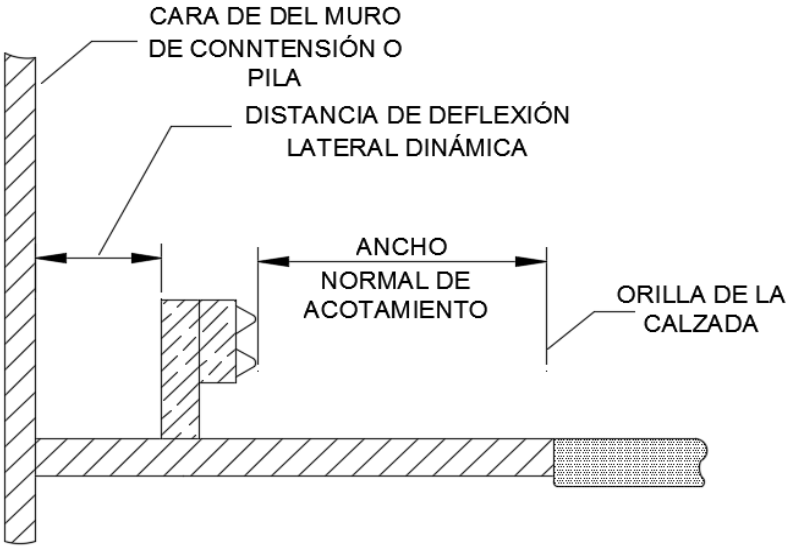
En carreteras divididas, las distancias libres en el lado izquierdo de cada cuerpo, se rigen generalmente, por la anchura de la faja separadora central. Un ancho mínimo de faja separadora central de 3.0 m, se utiliza en caminos de cuatro carriles para proporcionar acotamientos de 1.50 m y una barrera central rígida.

El ancho mínimo de la faja separadora central debe ser de 6.6 m, con barrera central rígida para un camino con seis o más carriles y proporcionar acotamientos de 3.0 m. La Figura VII.51-A, presenta las distancias laterales mínimas a una barrera central continua, ya sea de concreto o metálica, para un paso inferior donde no hay apoyo central. Las mismas dimensiones de claro son aplicables a un muro continuo a la izquierda. Cuando se utilice una barrera central de concreto su base debe estar alineada con respecto al acotamiento izquierdo como se indica en la Figura VII.51-A.

La Figura VII.51-B muestra la distancia lateral mínima en el lado derecho del camino, tal como es aplicable a una sección continua de muro o pared. Una barrera de concreto es construida íntegramente con el muro. Por esta situación la distancia mínima lateral derecha es medida a la base de la barrera, misma que será el ancho del acotamiento del camino.



MURO O BARRERA CONTINUA



- C -

CON BARRERAS METÁLICAS DERECHA O IZQUIERDA

FIGURA. VII.51. Distancias laterales en pasos inferiores

En carreteras el acotamiento debe estar al ras de la calzada de rodamiento. En donde existan banquetas, el ancho del acotamiento se continúa a través del paso inferior y el claro se aumenta en lo correspondiente al ancho de la banqueta. En la Figura VII.52 se ilustra los espacios libres laterales y verticales para pasos inferiores.

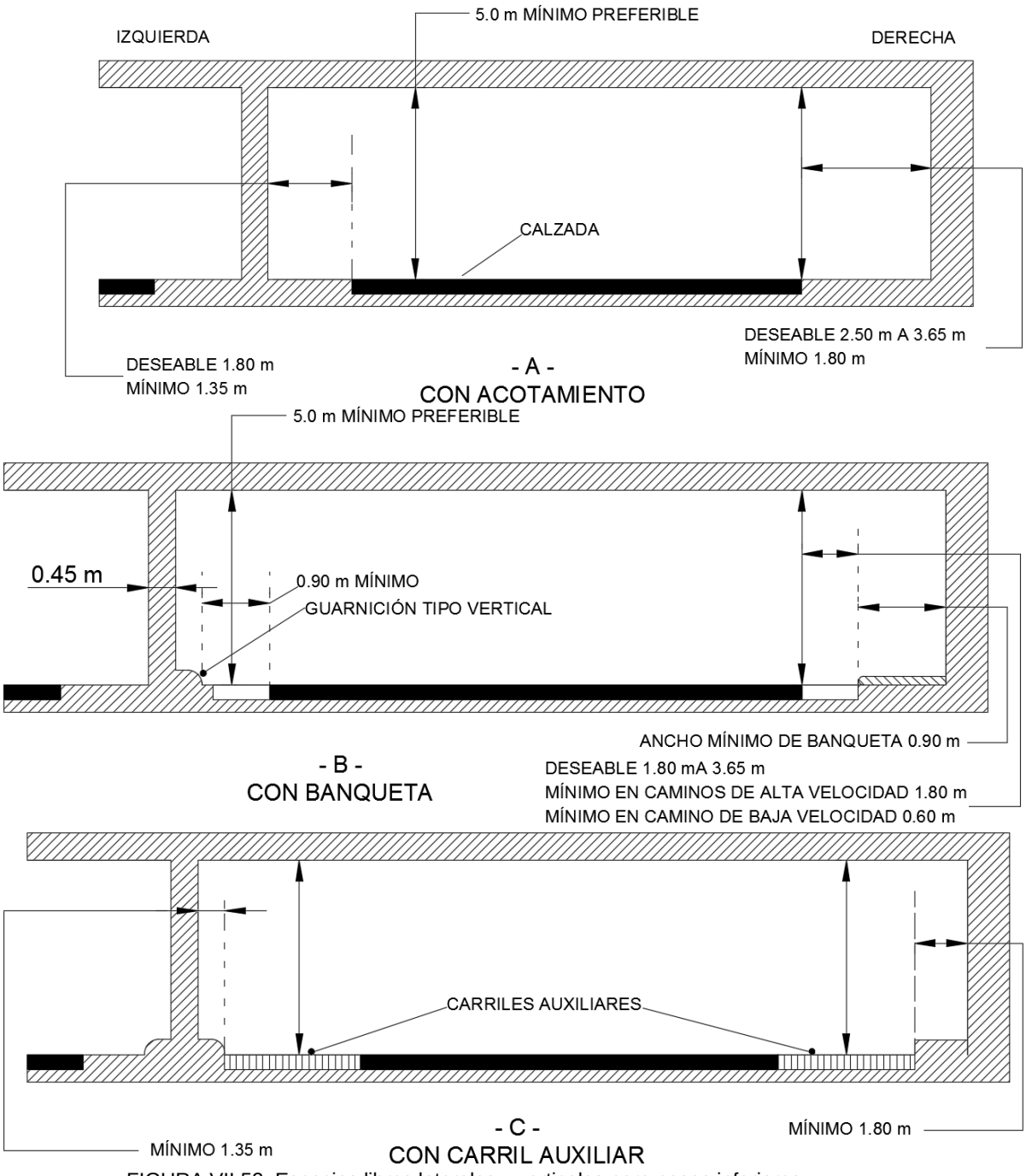


FIGURA VII.52. Espacios libres laterales y verticales para pasos inferiores

F.2.2.2. Proyecto de los pasos superiores (PSV)

El diseño dimensional de un paso superior es el mismo que el del camino en general. El puente es una parte pequeña del camino continuo y se diseña sin cambio en las dimensiones de la sección transversal.

Los cruces elevados, por lo general, son estructuras de tipo cubierta, sus principales características dimensionales son: el sistema de parapeto metálico, los claros laterales y el tratamiento de la faja separadora central (de ser el caso).

F.2.2.2.1. Parapetos de las estructuras

El parapeto típico de puente puede ser de metal o de concreto, con los postes estructurales adecuados. El parapeto del puente se diseña bajo las condiciones de impacto del vehículo de proyecto para que se re-direccione de forma segura sin penetración o salto por encima del mismo. El parapeto no debe formar bolsas o enganchar al vehículo causando una deceleración brusca o trompo y que el vehículo se vuelque.

La mayoría de parapetos son de diseño rígido, que no presentan puntos de deformación plástica (cedencia) con características de absorción de energía, para reducir la severidad del impacto vehicular.

Si hay necesidad de ofrecer una banqueta peatonal y/o ciclo pista en el paso superior del camino, se instalará en el puente una barrera metálica, entre la banqueta peatonal y el camino, de altura adecuada. Además, se colocará una malla metálica en el borde exterior de la banqueta.

F.2.2.2.2. Distancias libres laterales

En una estructura de paso superior se recomienda continuar todo el ancho del camino de acceso a través de todas las estructuras. El parapeto, tanto izquierdo como derecho, se alinea con la barrera metálica de protección del camino de acceso.

En la Figura F.52 se muestran los espacios libres laterales en pasos superiores. En donde se instale la barrera longitudinal, la transición del acotamiento será de 20:1.

En algunas intersecciones a desnivel se requiere un ancho adicional para carriles de cambio de velocidad o para secciones de entrecruzamiento a través de las estructuras del paso superior.

Donde el carril auxiliar es un carril de entrecruzamiento conectando rampas de entrada y salida, o es un carril de cambio de velocidad de tipo paralelo a través de toda la estructura, el claro horizontal al parapeto del puente será al igual al ancho del acotamiento de la rampa de acceso.

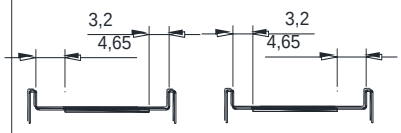
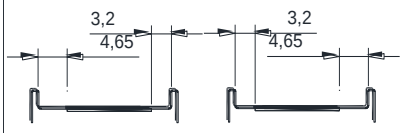
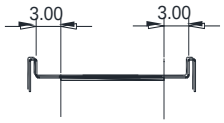
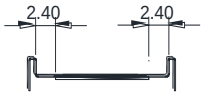
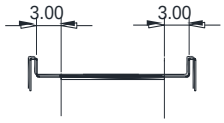
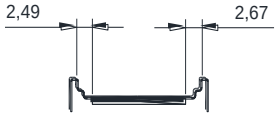
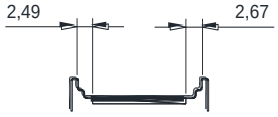
TIPO DE CARRETERA	ANCHO DE LA ESTRUCTURA	
	MÍNIMO	DESEABLE
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON ESTRUCTURA SIMPLE		
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON DOBLE ESTRUCTURA		
CARRETERA PRINCIPAL DE DOBLE CARRIL		
CARRETERA SECUNDARIADE DOBLE CARRIL		
CARRETERA DE BAJO VOLUMEN		

FIGURA VII.53. Espacios libres laterales en pasos superiores

F.2.2.2.3. Fajas separadoras centrales

En una carretera dividida con una faja separadora central ancha o en una carretera desarrollada en etapas, el paso superior será construido como dos estructuras paralelas. El ancho de acceso de cada camino se continúa a través de cada estructura individual.

Donde el acceso es un camino de carriles múltiples no dividido, o un camino con una faja separadora central pintada de menos de 1.2 m de ancho, se considera innecesaria una faja separadora central elevada en puentes cortos de aproximadamente 30 m de longitud.

En los puentes entre 30 m y 120 m de longitud las condiciones locales tales como: el volumen de tránsito, la velocidad, distancia de visibilidad, la necesidad de soportes de luminarias, mejoras futuras, la sección transversal de acceso, el número de carriles y si el camino va a ser dividido; determinan si se justifican las fajas separadoras centrales elevadas.

En caminos con fajas separadoras centrales de ancho moderado en los accesos del puente el tipo de barrera central que se utiliza en el puente será del mismo ancho del camino.

F.2.2.2.4. Efecto de la distancia horizontal en un paso a desnivel

Los parapetos de puente instalados en el interior de curvas horizontales, restringen la distancia de visibilidad de parada. Ajustes del alineamiento horizontal o el desplazamiento del parapeto del puente es necesario para proporcionar suficiente distancia de visibilidad de parada.

F.2.2.2.5 Pasos mínimos

En la Figura VII.54, se indican las dimensiones mínimas de un paso superior para vehículos de una carretera, en el cual, se utiliza cuando el camino secundario que pasa por abajo es de bajas especificaciones, permitiéndose en el paso un solo carril de circulación, con una anchura libre mínima de 4.00 m. Estas dimensiones deben considerarse cuando se trate de proyectar pasos para maquinaria agrícola.

Para paso inferior de vehículos de una carretera y tratándose de un camino secundario como el anterior con la anchura libre mínima será 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 a la carretera principal antes mencionada.

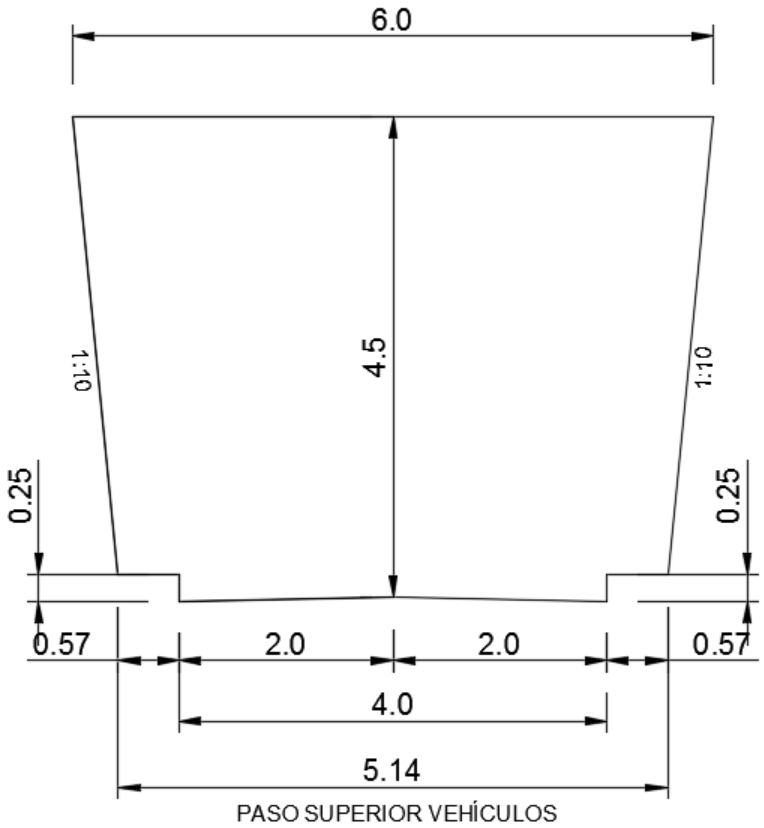


FIGURA VII.54. Espacios libres laterales y verticales

F.2.3. Pasos para peatones y ganado

1) Pasos superiores. En la Figura VII.55 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 se proyecta para carreteras de acceso controlado y caminos con altos volúmenes de tránsito y cruces frecuentes de peatones y ganado.

2) Pasos Inferiores. Cuando sea necesario un paso inferior para peatones y ganado, deberá proyectarse considerando un ancho libre que permita el paso de un vehículo.

Existen caminos en los que es necesario proporcionar pasos a desnivel para peatones exclusivamente, éstos pueden ser superiores o inferiores, los cuales pueden llevar escaleras o rampas de acceso.

En la mayoría de los casos es preferible proyectar pasos para peatones donde la carretera pase por debajo. En los pasos superiores de la carretera los peatones tienen que pasar por debajo de la misma, a través de subterráneos que no invitan a su uso o infunden temor (por inseguridad), estén o no iluminados.

En los pasos inferiores de la carretera, es necesario restringir el cruce a nivel de los peatones con mallas de alambre obligándolos a usar la escalera. El ancho libre de los pasos peatonales depende del volumen de los mismos; pero un mínimo de 1.50 m permite que se camine cómodamente, incluso portando bultos.

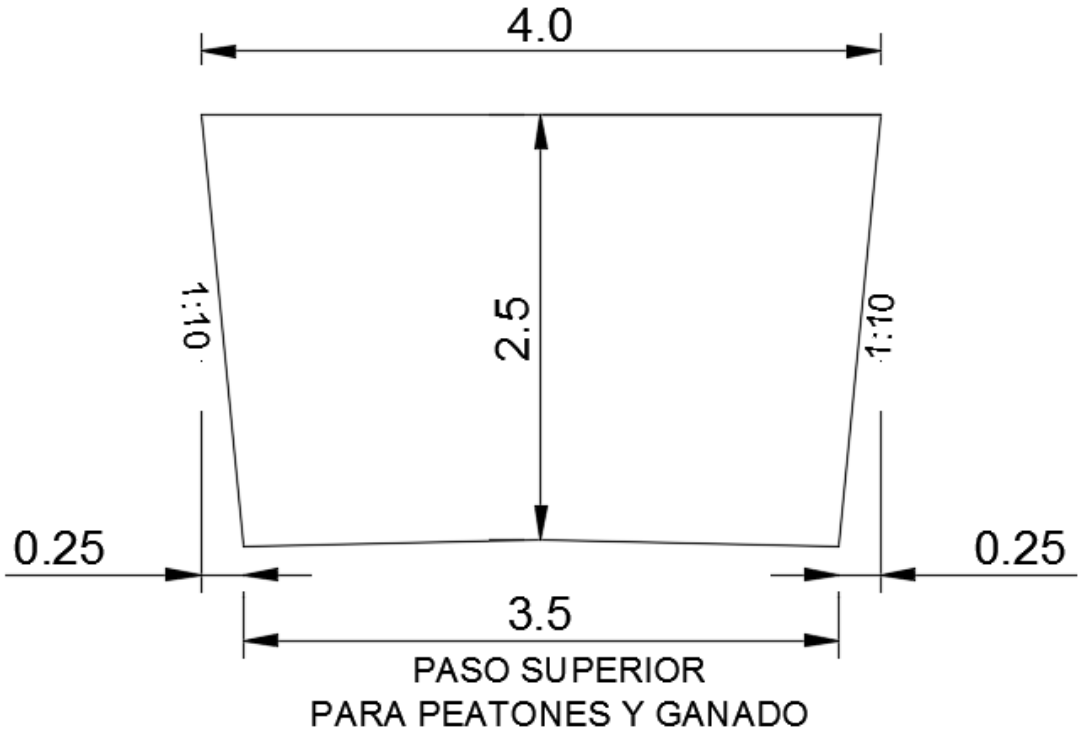
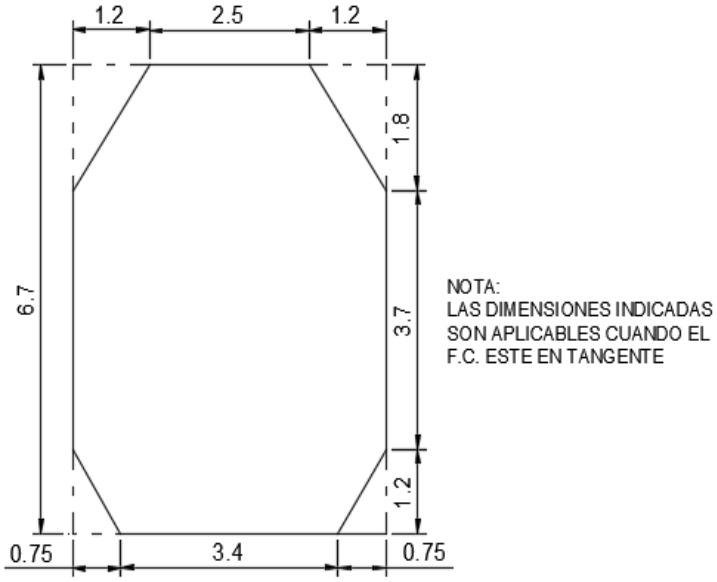


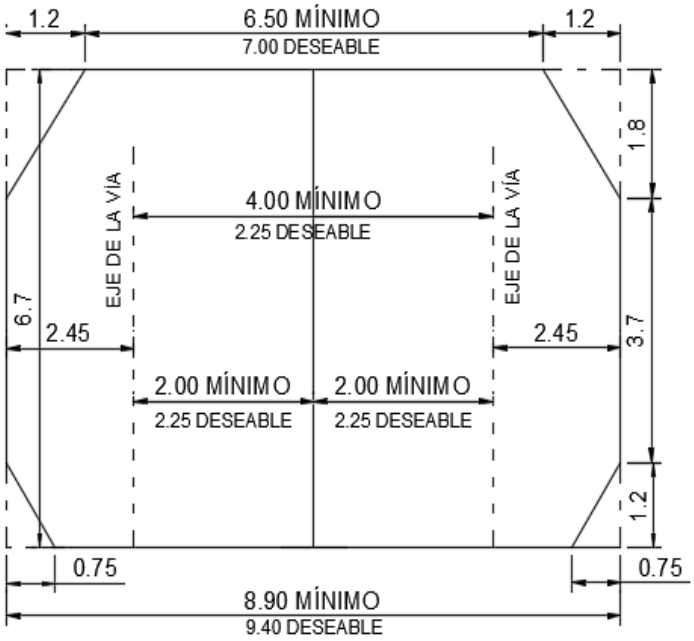
FIGURA F.55. Dimensiones mínimas para la estructura del cruce de una carretera que pasa por arriba, con una vía para peatones y ganado que pasa por abajo

F.2.4. Pasos para ferrocarril

En la Figura VII.56, se indican los espacios libres horizontales y verticales necesarios para un paso superior para ferrocarril de una o dos vías. Las normas mencionadas para el alineamiento vertical de la carretera, son aplicables en este tipo de pasos.



PASO SUPERIOR DE F.C.
PARA UNA VÍA



PASO SUPERIOR DE F.C.
PARA DOS VÍAS

FIGURA VII.56. Paso superior para ferrocarril

F.2.5. Pasos sobre canales

Cruces subterráneos con ríos, arroyos o canales.

Profundidades de zanjas.

La Figura VII.57 indica, a través de un croquis, las características básicas de una zanja.

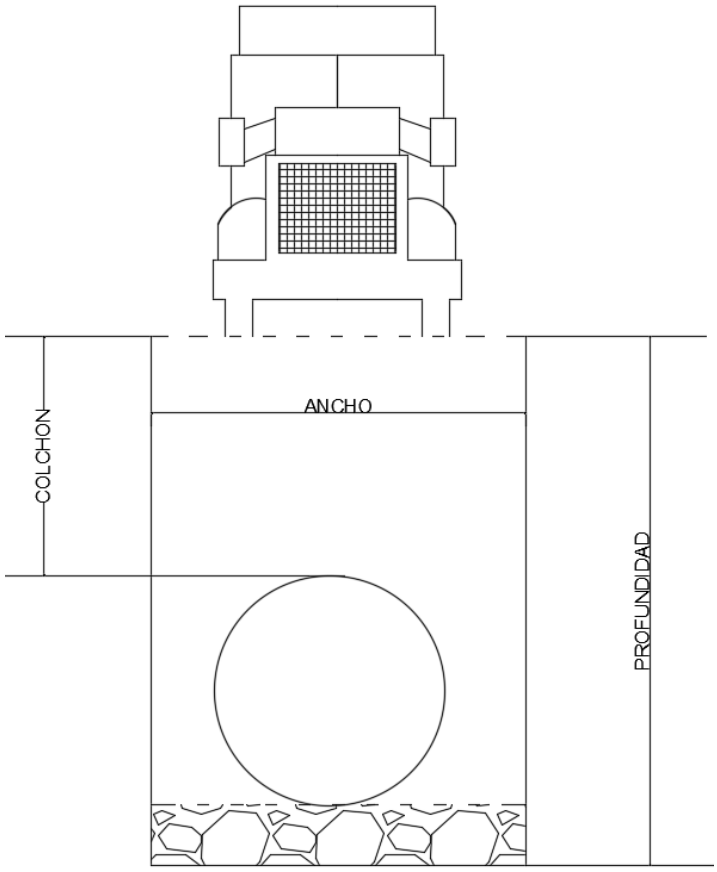


FIGURA VII.57. Características de una zanja

Profundidad mínima.

La profundidad mínima de la zanja debe ser adecuada para:

Evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas mediante un colchón mínimo que es función de la resistencia del tubo. Para definir el colchón mínimo deberá realizarse un análisis de cada caso en particular. Los principales factores que intervienen para definir el colchón mínimo son:

- Material de tubería
- Tipo de terreno
- Las cargas vivas probables.

En la Tabla VII.40, aparecen las dimensiones mínimas recomendadas para los diferentes materiales y clases de tuberías.

TABLA VII.40. Dimensiones mínimas recomendadas para los diferentes materiales y clases de tuberías de concreto circular

Diámetro nominal	Ancho		Plantilla		Colchón mínimo	
	Concreto simple	Concreto reforzado	Concreto simple	Concreto reforzado	Concreto simple	Concreto reforzado
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
15	54		8		30	
20	60		8		30	
25	68		8		30	
30	76	80	8	8	30	30
38	91	91	8	8	30	30
45	102	102	8	8	30	30
61	120	120	8	8	30	30
76		150		8		30
91		170		8		30
107		190		8		30
122		210		8		30
152		250		8		30
183		300		9		30
213		340		11		30
244		390		12		30
305		480		15		30

Referencia: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Alcantarillado sanitario. Comisión Nacional del Agua, diciembre de 2009, páginas 61 y 70.

F.2.6. Pasos sobre ductos

F.2.6.1 Pasos sobre ductos para gas natural

Los pasos sobre ductos para gas natural requerirán de una profundidad de la superficie de rodamiento al lomo del tubo siguiente:

En suelo normal, 90 cm.

En suelo de roca consolidada, 60 cm.

Cuando los requerimientos de profundidad mínima no puedan ser cumplidos o donde las cargas externas sean excesivas el ducto debe ser encamisado o diseñado para soportar la carga externa anticipada.

F.2.6.2 Pasos sobre ductos para energía eléctrica

En la Tabla VII.41, se indican las profundidades mínimas de cruce de carreteras con banco de ductos para energía eléctrica.

TABLA VII.41. Pasos sobre banco de ductos para energía eléctrica

Kilovatios (KV)	Profundidad mínima de cruce (m)	
	Carreteras Federales y Estatales	Autopistas
69-138	2,00	2,20
161 -230	2,40	2,50
400	2,60	2,80

F.2.6.3 Pasos sobre ductos para petróleo

Los pasos sobre ductos para petróleo requerirán de una profundidad de la superficie de rodamiento al lomo del tubo siguiente:

En suelo normal, 150 cm.

En suelo de roca consolidada, 60 cm.

Cuando los requerimientos de profundidad mínima no puedan ser cumplidos o donde las cargas externas sean excesivas, el ducto debe ser encamisado o diseñado para soportar la carga externa anticipada.

F.2.6.4 Pasos sobre ductos para fibra óptica

Cruces en puentes y estructuras similares

En el caso de cruces con cuerpos de agua u otras vías de comunicación, mediante puentes, pasos superiores vehiculares (PSV), pasos superiores de ferrocarril (PSF) y alcantarillas de losa a nivel de subrasante o superior, el adosamiento de los ductos se ejecutará de acuerdo con lo establecido en las Recomendaciones Técnicas que para tal efecto emita la Secretaría.

F.2.7. Pasos bajo líneas eléctricas aéreas

En la Tabla VII.42, se indican las alturas libres mínimas de pasos de caminos bajo líneas eléctricas aéreas.

TABLA VII.42. Alturas libres mínimas de pasos de caminos bajo líneas eléctricas aéreas

Altura libre mínima (m)			
115 kV	138 kV	230 kV	400 kV
9,00	9,20	10,00	12,20

F.2.8. Gálibos

El gálibo vertical mínimo es de 5.0 m y preferible de 5.5 m, para compensar la colocación de varios re encarpetados, la acumulación de nieve o de hielo y camiones sobrecargados ocasionales con ligera sobre altura.

G. PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

G.1 TOPOGRAFÍA

El diseño de las intersecciones se hace en forma preliminar durante la etapa en la cual se hace también el diseño del trazo definitivo de la carretera. En esa etapa se tiene la topografía restituida de los vuelos bajos con escalas de 1:10 000 y/o 1:5 000 de los cuales se restituyen planos con escala 1:2 000 y con curvas de nivel a cada metro. Sobre esa topografía se diseña el entronque obteniéndose planos de planta detallada de la intersección pero con perfil deducido.

Al igual que, en el trazo definitivo de la carretera, para las intersecciones se hace también el estudio topográfico de campo consistente en la implantación del proyecto obtenido de los planos restituidos.

El resultado final de este estudio de topografía para las intersecciones son los siguientes planos:

1. Planta General de la intersección; con los datos topográficos en planta de los caminos principal y secundarios con los datos de todos los puntos característicos del camino principal, de los cruces con los caminos secundarios, actual y del proyecto de entronque así como con todos los datos de las ramas de la intersección, destacando las referencias y los bancos de nivel, con el objetivo que todo el entronque pueda ser replanteado en campo antes de su construcción las veces que sea necesario.
2. Planta Topográfica General; de todo el entronque con curvas de nivel a cada metro.
3. Perfil del Camino Principal; en toda la zona de la intersección.
4. Perfiles Topográficos; de cada una de las ramas de la intersección.
5. Planta Topográfica de Detalle; de cada una de las zonas donde se requiera una estructura, puente o paso peatonal.

Con toda esta información topográfica se procede a la elaboración del proyecto ejecutivo de la intersección.

G.2. DISEÑO

El diseño de la intersección toma en cuenta el tránsito, la topografía, el tipo de caminos que hay que enlazar, la arquitectura, los carriles de aceleración y deceleración y todos los temas que influyen en el diseño. En esta fase se debe tener ya prácticamente el diseño definitivo, a no ser por las dudas en cuanto a la precisión de la topografía. En esta etapa, el diseño consiste en la revisión de la topografía respecto a la rasante en cada una de las gasas, haciendo los ajustes que se ameriten y dibujando las secciones transversales de cada una de las gasas.

Ya se había establecido el ancho de corona, el alineamiento horizontal y vertical, datos de curvas horizontales y verticales, quedando pendiente para esta etapa solo la elaboración de los perfiles con la topografía levantada en campo, las secciones transversales de construcción y el cálculo de volúmenes de cada gaza.

Para el diseño de entronque debe contarse con el estudio geotécnico correspondiente, mediante el cual se puede conocer la inclinación de taludes de los cortes, el terreno natural sobre el que se desplantarán los terraplenes, los bancos de materiales para la construcción de terracerías y los espesores especificados para las capas de terracería y de pavimento. El diseño geométrico en esta etapa termina con la elaboración de los diagramas de movimiento de tierras correspondientes a cada una de las gasas.

Un diseño especial para las intersecciones es el del señalamiento. En una planta de la intersección se estudia la necesidad de señales, las cuales deben ubicarse a las distancias adecuadas para informar a los usuarios de la cercanía de un entronque, de los destinos a los que se puede ingresar, la distancia a que se encuentran esos destinos, el número de las carreteras, si son libres o de cuota, entre otros.

También debe guiarse al usuario de la intersección regulando su velocidad, introduciéndolo a los carriles de deceleración correspondientes y proporcionándole un acceso seguro a la nueva carretera. El señalamiento debe diseñarse de acuerdo con las Normas SCT.

El diseño debe cuidar de la ubicación precisa de la señal en sitios muy visibles pero sin constituir un obstáculo que pueda representar algún peligro, lo cual también está previsto en las Normas. El resultado del diseño es un plano con las indicaciones de los sitios en los que se necesitan las señales; plano que se completará y detallará en la elaboración del proyecto ejecutivo.

G.3. PROYECTO EJECUTIVO Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

El proyecto ejecutivo consiste en la elaboración de los planos constructivos. En primer lugar se tiene el plano de la planta general de la intersección, el cual presenta el entronque completo en todo su conjunto.

En una sección de este plano se muestra la topografía detallada del sitio y la ubicación de la intersección y de todas las carreteras que enlaza.

En otra parte del plano se presenta la planta de la intersección con todo el detalle de su geometría, es decir con los datos precisos de sus curvas horizontales, anchos y sobre anchos de calzada, referencias topográficas y Tablas con datos geométricos para que la planta de la intersección pueda ser reproducida en campo durante la construcción cuantas veces sea necesario. En este plano también se presenta el resumen con los volúmenes totales de obra desglosada en sus diferentes conceptos, como corte, terraplén, pavimento, entre otros.

En planos diferentes se presenta para cada una de las gazas de la intersección un plano con la planta, perfil y secciones de construcción, cada uno de estos conceptos se muestra con toda la información similar a la presentación de los planos de kilómetro del proyecto del trazo definitivo; por ejemplo, el perfil tiene las elevaciones del terreno natural, de la subrasante, los datos de geotecnia, un diagrama de movimiento de tierras con la indicación de la ubicación del banco o bancos de materiales, la ubicación de bancos de nivel y referencias, así como toda la información necesaria para la construcción de la intersección.

El plano de señalamiento es una planta de la intersección con la ubicación y descripción de las señales necesarias, indicando la norma que deben cumplir y la leyenda correspondiente en el caso de las señales informativas. En este plano debe incluirse el resumen del volumen de obra, que en este caso es la lista de señales necesarias.

En un documento por separado se hace la descripción de los trabajos por ejecutar, en la que en una secuencia ordenada se describen los procedimientos de construcción y las especificaciones que deben cumplirse para la correcta elaboración de los trabajos.

G.4. PROYECTO DE SEÑALAMIENTO

Las señales en una carretera cumplen una función primordial. Nuevamente se tiene el caso de que no basta con que una carretera tenga un excelente diseño geométrico y un pavimento en magníficas condiciones, ya que si no se tiene un buen señalamiento no se puede dar el servicio y se desvirtúa todo el trabajo que se hizo en otras áreas.

La operación de la carretera se maneja a través de un señalamiento adecuado. Las señales en carreteras son dispositivos de control del tránsito para protección e información al usuario. Mediante las señales se canaliza el tránsito en los carriles adecuados según la ruta que necesite el usuario, se le informa y restringe sobre la velocidad a la que debe circular y se le da todo tipo de información sobre su viaje.

Se le llama señalamiento horizontal al que se pinta sobre la superficie del pavimento y señalamiento vertical al que se presenta mediante tableros sostenidos con postes. Dentro del señalamiento vertical, se destacan las señales informativas digitales o luminosas diseñadas de tal manera que difícilmente pasen desapercibidas.

De acuerdo con lo que se pretenda señalar, se clasifican en señales preventivas, restrictivas, informativas, marcas en el pavimento y señales de protección en obras. Las dimensiones de las señales, su ubicación, materiales con los que deben construirse, tipo de pintura, entre otros, están reguladas por las Normas Oficiales Mexicanas de Señalamiento y de las Normas SCT, las que a su vez están coordinadas con normas internacionales.

- Diseño del Señalamiento

El diseño del señalamiento, tiene como finalidad: en primer lugar detectar los sitios en los que indispensablemente debe colocarse una señal, en segundo lugar decidir y redactar en su caso lo que deba decir esa señal y, en tercer lugar, calcular con exactitud el punto del camino en el que deba colocarse la señal.

Un ingeniero especialista en Ingeniería de Tránsito, en gabinete, estudiando los planos de planta y perfil de la carretera y tomando en cuenta todos los accesos, paraderos, pasos a desnivel, entronques, así como el entorno de la carretera, y sobre todo, la topografía y curvas horizontales y verticales de la carretera, debe elaborar el proyecto de señalamiento.

Los sitios en los que se necesitan señales se deciden en función de la operación general de la carretera, su topografía y curvaturas, accesos y entronques. En esta etapa se decide qué tipo de señal debe colocarse y qué información se debe proporcionar.

El siguiente paso es la ubicación de las señales en el punto exacto. De acuerdo con la velocidad de operación de la carretera, las señales deben colocarse de manera que si es necesario que el usuario tome una decisión, o tenga que frenar, los tiempos de reacción y de frenado sean suficientes para que pueda realizarse cualquier maniobra con seguridad.

Los tamaños de las señales preventivas y restrictivas, así como de las rayas que deben pintarse sobre el pavimento, son estándar y deben apegarse a lo especificado por las normas. Los tamaños de las señales informativas se ajustarán al mensaje que se quiera transmitir. En todos los casos, los colores y material reflejante con el que deben pintarse las señales, también lo especifican las normas.

Proyecto Ejecutivo del Señalamiento

En los planos de la planta de cada kilómetro se dibujan los puntos exactos en los que deben colocarse las señales. Si se trata de señales estandarizadas, basta un croquis de la señal con el kilometraje en el que debe colocarse, y en Tabla adjunta en el mismo plano se describe la especificación que debe cumplir. En el caso de señales informativas se dibuja la leyenda o letrero que deben tener, se describe el tipo de señal, ya sea tablero, bandera o señal digital en puente, y en la Tabla adjunta se especifican lo que debe cumplir la señal en cuanto a tamaño de letras, pintura, material de la señal, grado de reflejancia, entre otros.

SCT

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO VIII

DISEÑO DE INTERSECCIONES A NIVEL

CAPÍTULO VIII

DISEÑO DE INTERSECCIONES A NIVEL

A. CONTENIDO

Este capítulo contiene los procedimientos para el diseño de las intersecciones a nivel, a las que se refiere la Norma N·PRY·CAR·2·07 *Diseño de Intersecciones*, que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios, con el propósito de resolver los cruces de una o más carreteras, dando solución a los movimientos de frente y de giro que sean deseados por los usuarios de cada una de ellas.

B. REFERENCIAS

AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, Washington, AASHTO, 2004.

Highway Capacity Manual, Transportation Research Board, Special Report 209, National Academy of Sciences, National Research Council; Washington DC, 2000.

Harwood, D. W., J.M. Mason, R.E. Brydia, M.T. Pietrucha, and G.L. Gittings. Intersection Sight Distance, NCHRP Report 383, Washington, D.C. Transportation Research Board, 1996.

Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), N-PRY-CAR-10-01-001 *Ejecución de Proyectos de Señalamiento, Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras*; Instituto Mexicano del Transporte, 1999.

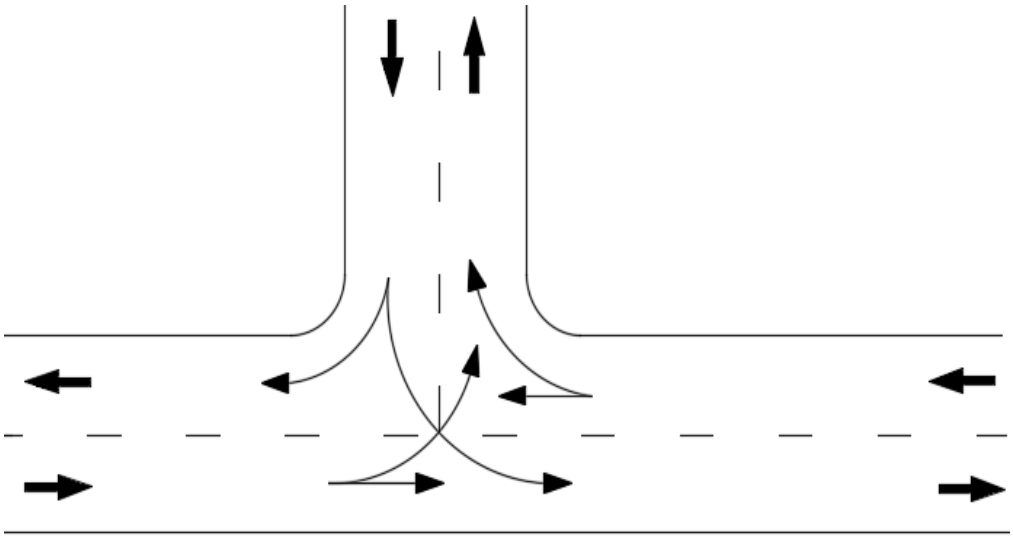
Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), N-PRY-CAR-10-04-001 *Ejecución de Proyectos de Dispositivos de Seguridad, Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras*; Instituto Mexicano del Transporte, 2005.

Proyecto de Norma Oficial Mexicana, PROY-NOM-050-SCT2 *Disposición para la Señalización de Cruce a Nivel de Caminos y Calles con Vías Férreas*; Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), México D F, 2010.

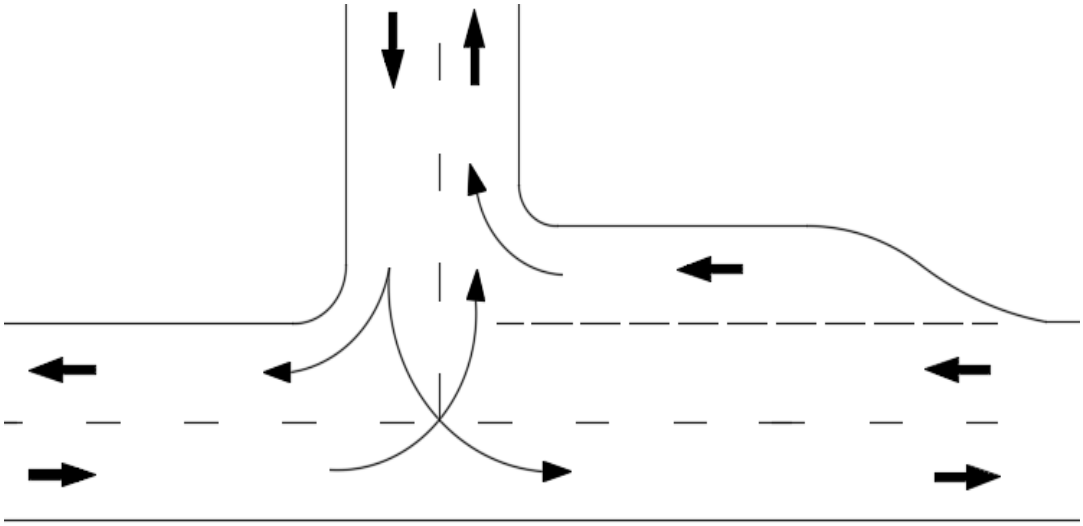
Libro 2, Normas de Servicios Técnicos, parte 2.01, Proyecto Geométrico, Título 2.01.01, Carreteras. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1984).

C. TIPOS

Las Figuras VIII.1 y VIII.2, presentan los tipos generales de intersecciones a nivel y su terminología. Las formas geométricas son: de tres ramas, de cuatro ramas y de ramas múltiples, éstas últimas deben evitarse hasta donde sea posible. Además, dentro de la clasificación, se incluyen variaciones sin canalizar, ampliadas y canalizadas.



INTERSECCIONES SIN CANALIZAR



INTERSECCIÓN T CON CARRIL DE VUELTA DERECHA

FIGURA VIII.1. Tipos generales de intersecciones, de tres ramas

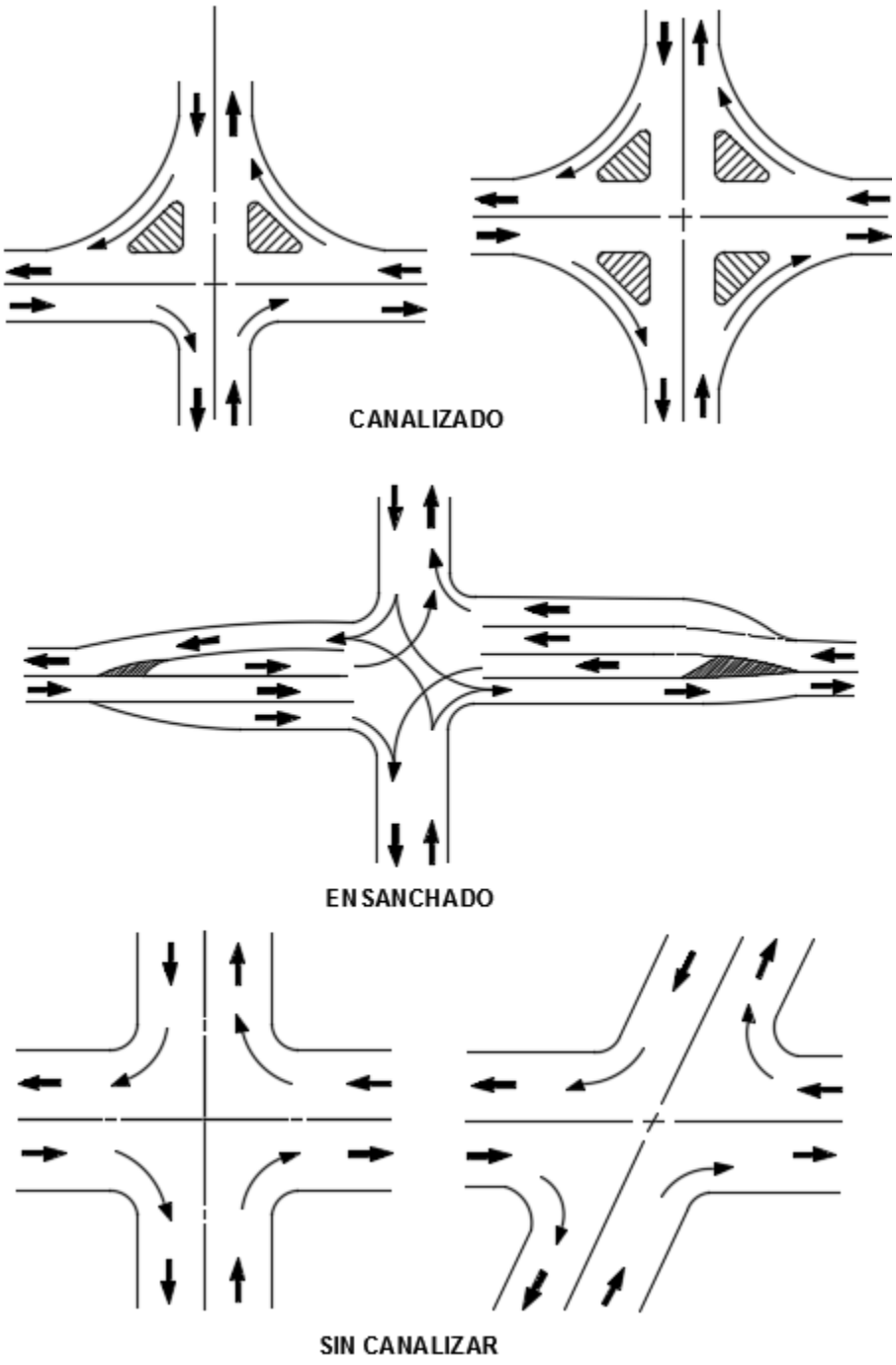


FIGURA VIII.2. Tipos generales de intersecciones, de cuatro ramas

Hay muchos factores que entran en juego al elegir el tipo de intersección; sin embargo, los controles principales son el volumen horario de proyecto, la composición del tránsito y la velocidad de proyecto. De particular importancia es la magnitud de los flujos vehiculares que circulan de frente y que dan vuelta en la intersección.

Los tipos básicos de intersecciones a nivel son: a) intersección en “T” o en “Y” de tres ramas con accesos en diversos ángulos; b) intersección en cruz de cuatro ramas y c) intersecciones de ramas múltiples. En cada caso particular, el tipo se define principalmente por el número de ramas, la topografía, el uso de suelo, la velocidad, los tipos de caminos, las características del tránsito y el nivel de servicio de operación deseado.

Una intersección puede variar significativamente en alcance, forma y grado de canalización. Los tipos antes mencionados corresponden tanto a intersecciones rurales como urbanas.

C.1. INTERSECCIONES EN “T” O “Y”, DE TRES RAMAS

C.1.1. Intersecciones sin canalizar de tres ramas

Las Figuras VIII.3, VIII.4, VIII.5 y VIII.6, presentan las formas básicas de estas intersecciones. La más común es la mostrada en la Figura VIII.3. Este tipo de intersecciones sin canalizar, es adecuado para caminos locales o, generalmente, para caminos locales de poca importancia con carreteras de mayor importancia. El ángulo de intersección más apropiado varía entre 60° y 120°.

En el caso donde la carretera principal presenta tanto velocidades como movimientos direccionales altos, resulta conveniente prever áreas adicionales de pavimento o ampliaciones como las mostradas en las Figuras VIII.3-B, VIII.4-A y VIII.4-B, con el fin de reducir la peligrosidad potencial e incrementar la capacidad para realizar maniobras.

El uso de carriles auxiliares, incrementa la capacidad y reduce el peligro ocasionado por los vehículos que dan vuelta a la izquierda. Las vueltas a la izquierda desde los carriles de la carretera principal, son particularmente peligrosas, ya que los vehículos deben reducir su velocidad y en algunos casos hasta detenerse antes de dar la vuelta. Las intersecciones con carriles auxiliares permiten a los vehículos que siguen de frente rebasar a los vehículos que van a dar vuelta a la izquierda. A las intersecciones existentes pueden agregarse carriles auxiliares fácilmente, obteniéndose los tipos mostrados en la Figuras VIII.4-A y VIII.4-B.

La Figura VIII.3-B, muestra un carril adicional a un lado del camino principal, adyacente al camino secundario, que actúa como un carril de cambio de velocidad para las salidas a la derecha.

La Figura VIII.4-A, presenta un carril adicional a un lado del camino principal, opuesto al camino que se entronca, comúnmente conocido como “carril de vuelta izquierda”.

Otra ampliación se muestra en la Figura VIII.4-B, añadiendo carriles adicionales en cada lado de la carretera principal donde la capacidad se vea afectada por el volumen vehicular, pudiéndose requerir dispositivos de control del tránsito. En tales condiciones es conveniente que la carretera principal se convierta, de preferencia, en una sección canalizada que divida o separe los movimientos de tránsito como se muestra en las Figuras VIII.5 y VII.6.

FIGURAS VIII.3, VIII.4, VIII.5, VIII.6. Intersecciones tipo “T”

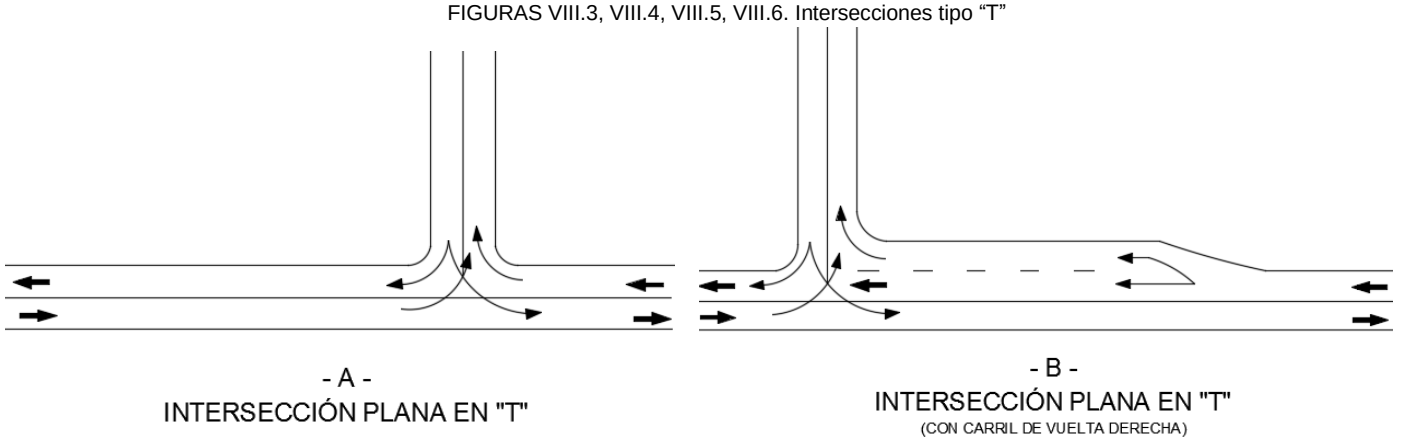


FIGURA VIII.3 Intersección plana en “T”

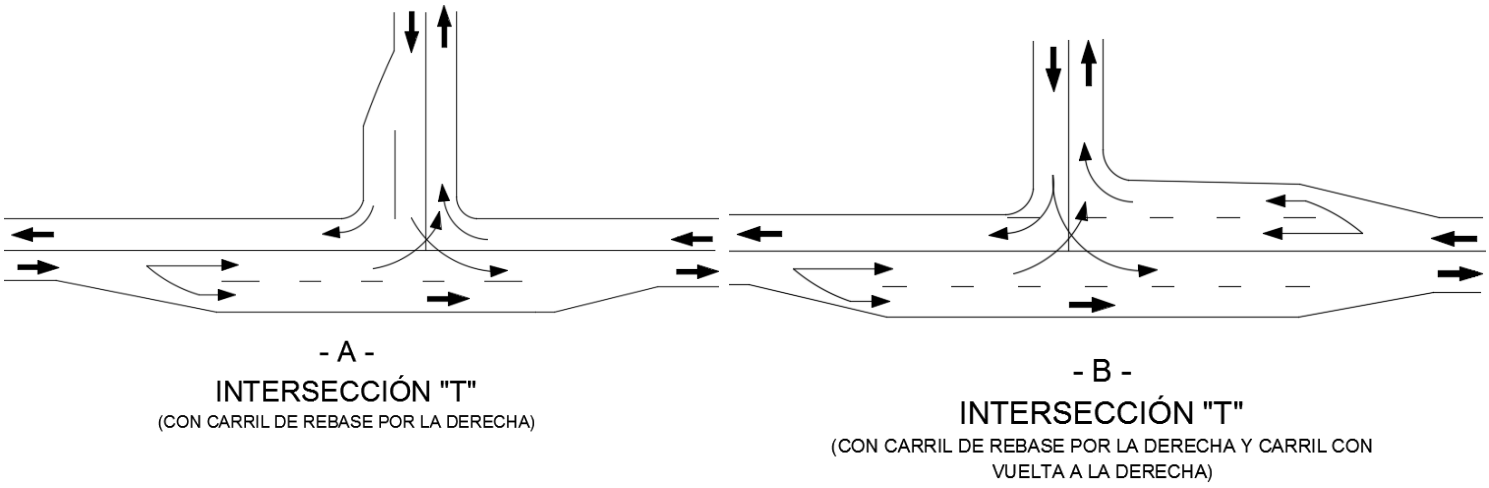


FIGURA VIII.4 Intersección en “T”

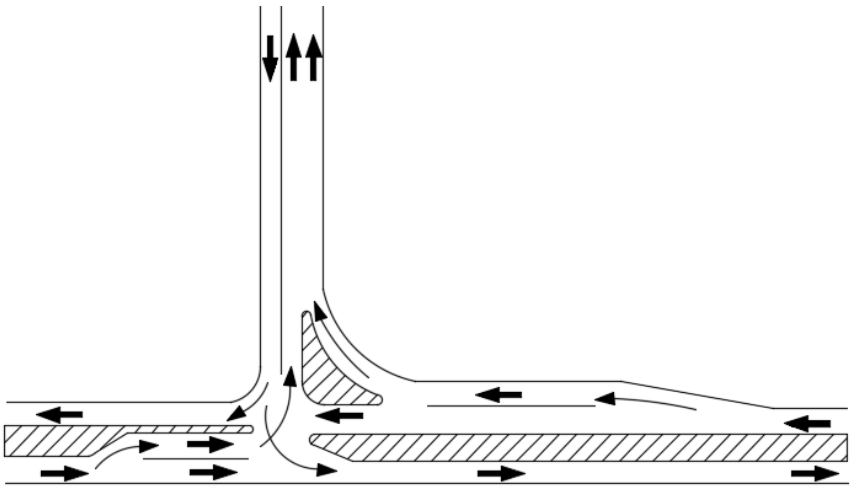


FIGURA VIII.5 De tres ramas canalizada

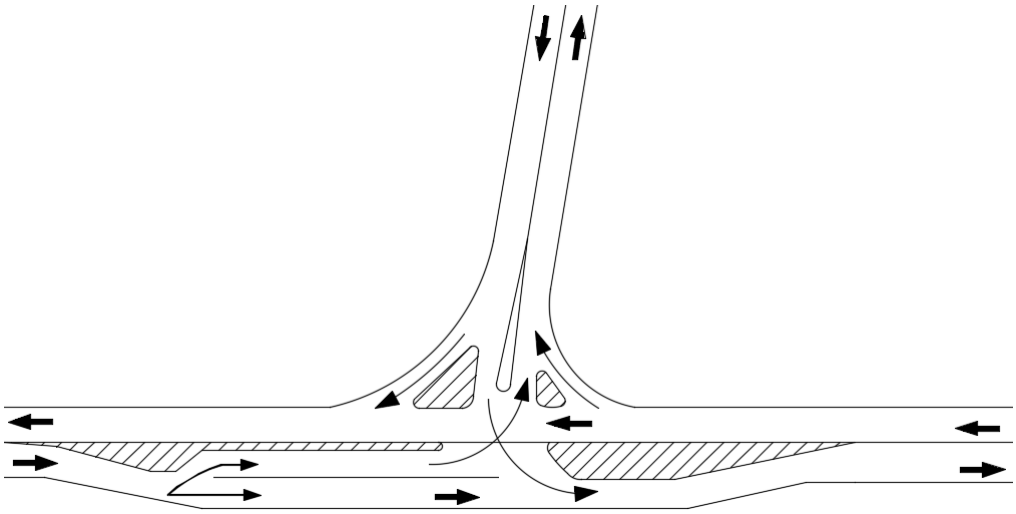


FIGURA VIII.6 Con alto grado de canalización

C.1.2. Intersecciones canalizadas de tres ramas

La Figura VIII.7-A, muestra una intersección con un carril para dar vuelta a la derecha a partir de la carretera principal. Este carril está separado de los carriles normales de circulación mediante una isleta.

La Figura VIII.7-B muestra una intersección con carriles para dar vuelta a la derecha, mediante dos isletas. Es aplicable en las vueltas derechas con velocidades y radios de curvatura por encima de los valores mínimos.

La Figura VIII.7-C muestra una intersección canalizada mediante una isleta separadora ubicada en el camino secundario. El final de la isleta quedará a una distancia de 2.40 m a 3.50 m del borde del pavimento de la carretera principal, con el fin de proporcionar espacio suficiente para acomodar la trayectoria de los vehículos que den vuelta a la izquierda.

Además de las Figuras VIII.5 y VIII.6, la Figura VIII.7-D muestra una intersección con isletas separadoras centrales e isletas para dar vuelta a la derecha. Este esquema es adecuado para carreteras importantes de dos o más carriles, con volúmenes vehiculares intermedios y altos (volumen sobre la carretera principal mayor a 500 vehículos en los dos sentidos, durante la hora pico, con movimientos de vuelta significativos).

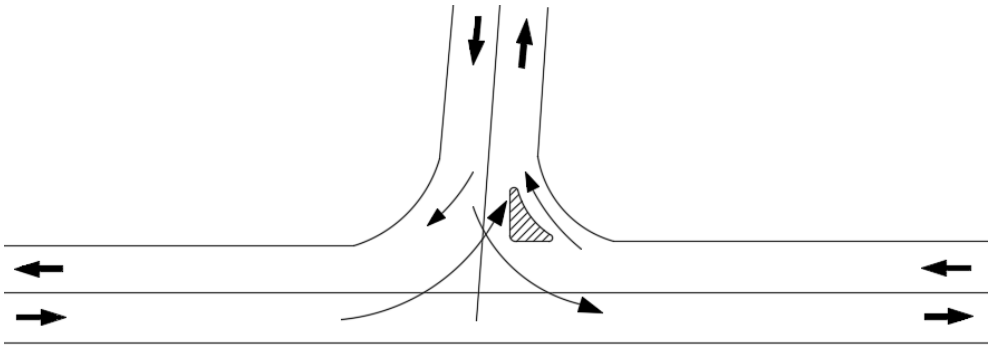
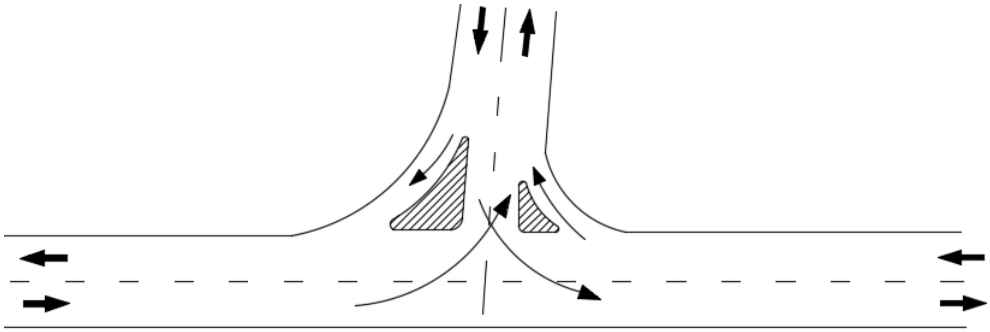


FIGURA VIII.7 Intersecciones tipo “T” canalizadas

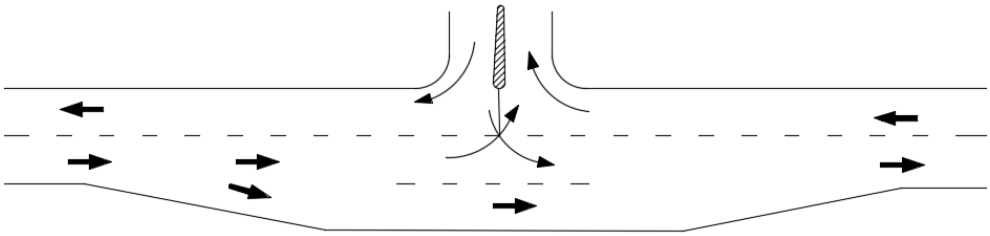
Con enlace sencillo para vueltas

VIII.7-A



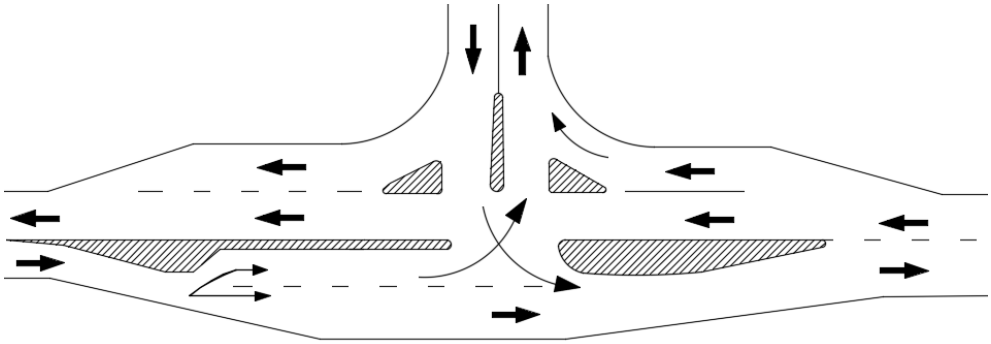
Con dos enlaces para vueltas

VIII.7-B



Con isleta separadora y carril
para rebase del lado derecho

VIII.7- C



Con isletas separadoras y enlaces para vueltas

VIII.7-D

C.2. INTERSECCIONES DE CUATRO RAMAS

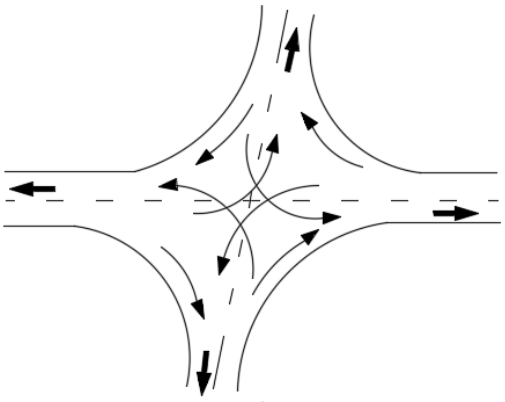
C.2.1. Intersecciones sin canalizar de cuatro ramas

Las Figuras VIII.8 a VIII.10-C, muestran algunos tipos básicos de intersecciones de cuatro ramas. Los principios referentes al proyecto, arreglo de isletas, uso de los carriles auxiliares y muchas de las sugerencias presentadas anteriormente para las intersecciones tipo “T” también son aplicables a estas intersecciones.

La Figura VIII.8-A, ilustra la forma más simple de intersección sin canalizar de cuatro ramas, adecuada para el cruce entre carreteras de poca importancia y frecuentemente para el cruce de carreteras secundarias con carreteras principales; son apropiadas cuando el ángulo de intersección oscila entre 60° y 120° aproximadamente y el volumen de tránsito que da vuelta es bajo.

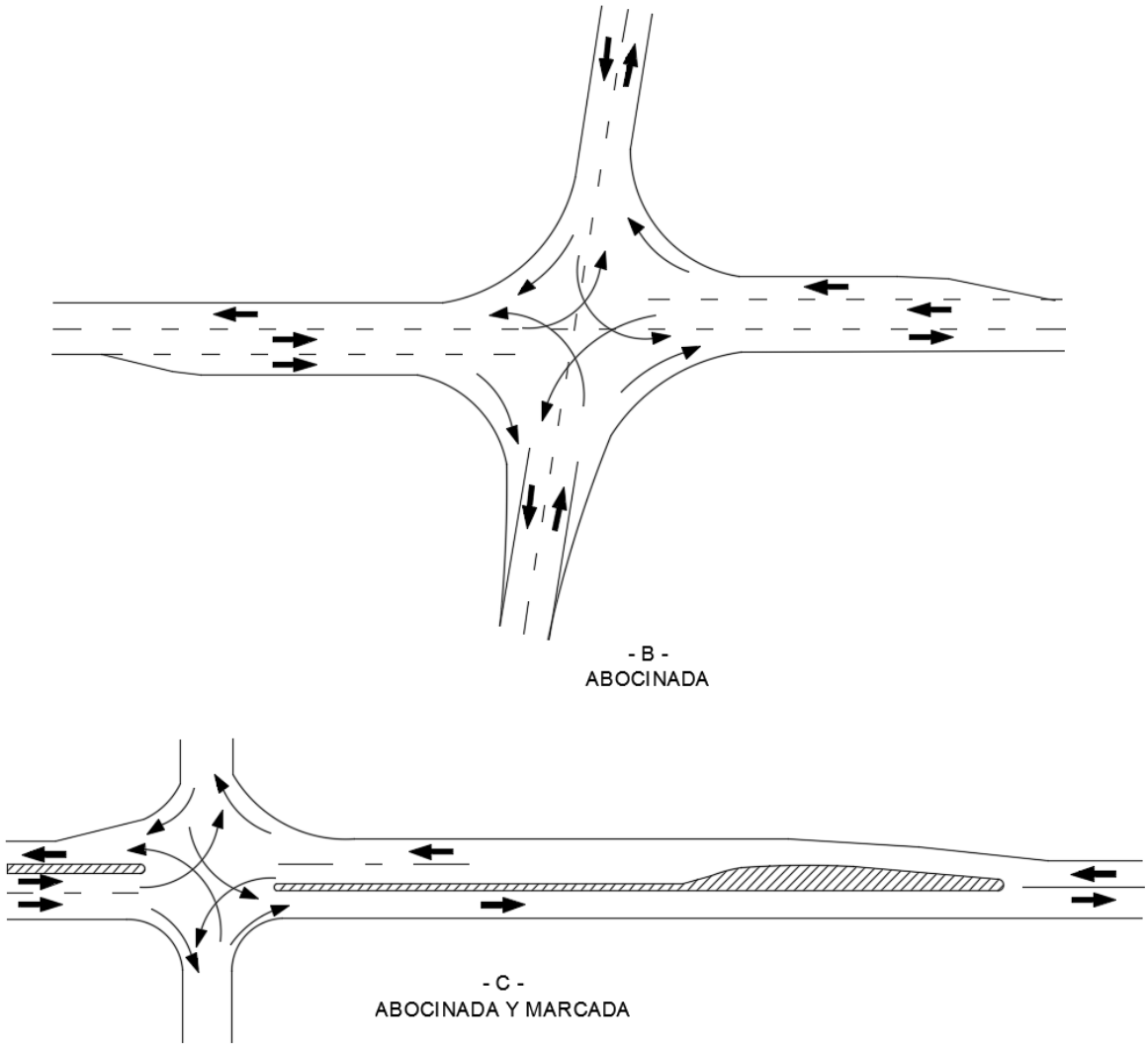
La Figura VIII.8-B, ilustra una intersección ampliada, con capacidad adicional para alojar algunos movimientos de frente y de vuelta. El carril auxiliar a cada lado de la carretera principal que se aproxima a la intersección permite que los vehículos que circulan de frente por la carretera principal, rebasen a los vehículos lentos o que se detengan para dar vuelta.

La Figura VIII.8-C, muestra una intersección ampliada, con marcas en el pavimento sobre la carretera principal para dividir al tránsito de ambos sentidos.



- A -
A NIVEL

FIGURA VIII.8 Intersecciones simples de cuatro ramas con transiciones



C.2.2 Intersecciones Canalizadas de Cuatro Ramas

La Figura VIII.9 muestra el arreglo usual de estas intersecciones, con canalizaciones simples. En intersecciones importantes, se proporcionan calzadas que permiten alojar las vueltas a la derecha, como se ilustra en la Figura VIII.9-A, o movimientos de vuelta importantes para acomodar vehículos muy grandes y en cuadrantes de intersecciones de poca importancia, en las que el ángulo de vuelta a la derecha sea mucho mayor de 90°.

La Figura VIII.9-B, muestra una intersección en ángulo oblicuo, con un ángulo de esviajamiento de 45° o más; en los cuadrantes con ángulo agudo existe una vuelta adicional a la derecha.

La Figura VIII.9-C, ilustra un cruce con isletas para vueltas separadas a la derecha en cada uno de los cuatro cuadrantes. Este esquema es adecuado en lugares donde existe espacio disponible y los movimientos de vuelta son importantes, particularmente en áreas suburbanas en que existen flujos peatonales.

La Figura VIII.9-D, ilustra una intersección con isletas centrales separadoras sobre el camino de menor importancia. Este esquema es conveniente para un amplio rango de volúmenes de tránsito. Su capacidad está definida por las anchuras de pavimento proporcionadas en la intersección. Su simplicidad la hace preferible en muchos casos, al esquema de la Figura VIII.9-E.

La Figura VIII.9-E, es un esquema apropiado para intersecciones importantes de carreteras de dos carriles operando cerca de la capacidad o que transportan volúmenes moderados de tránsito a altas velocidades.

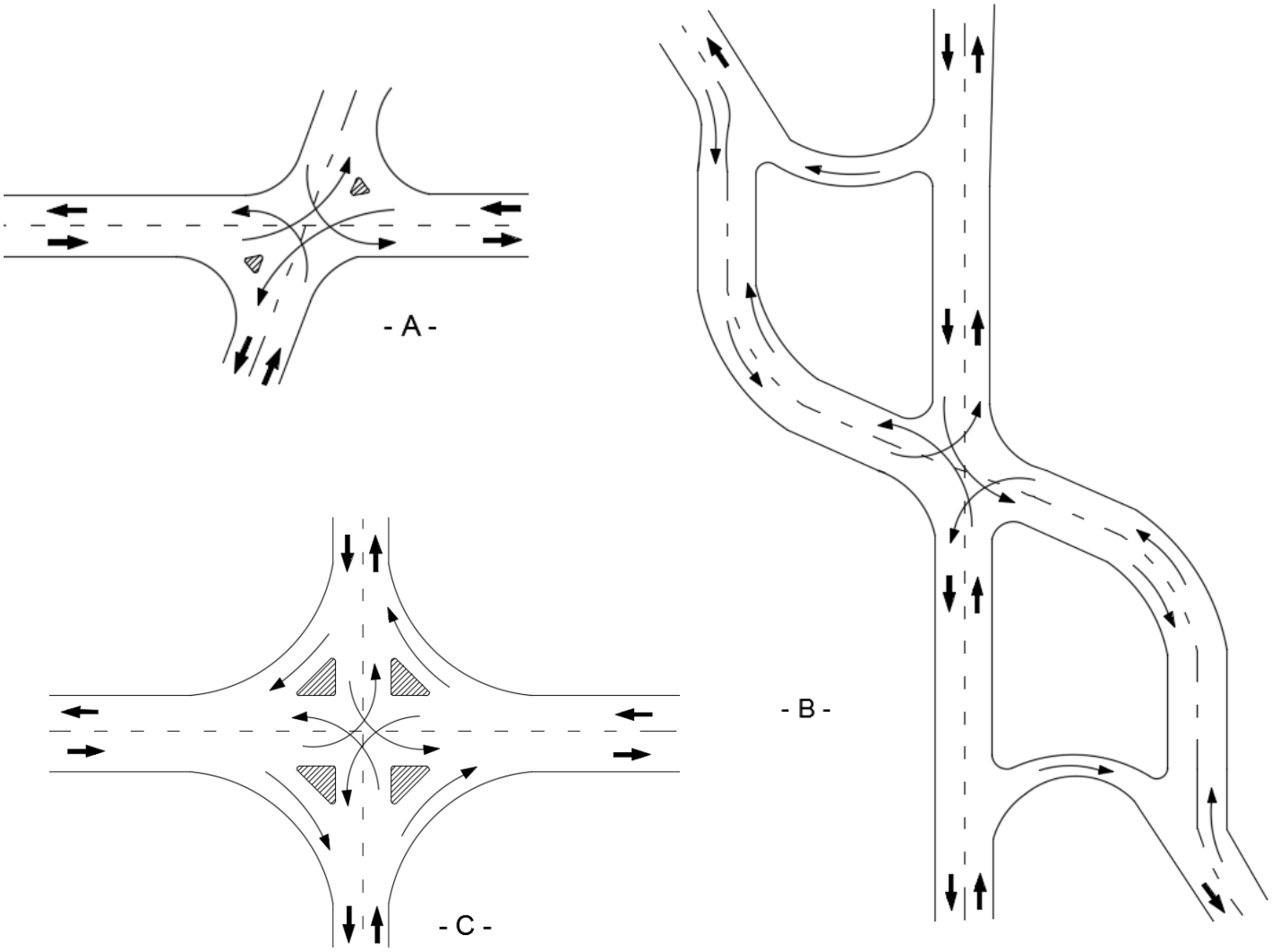


FIGURA VIII.9-A,B,C Intersecciones de cuatro ramas canalizadas

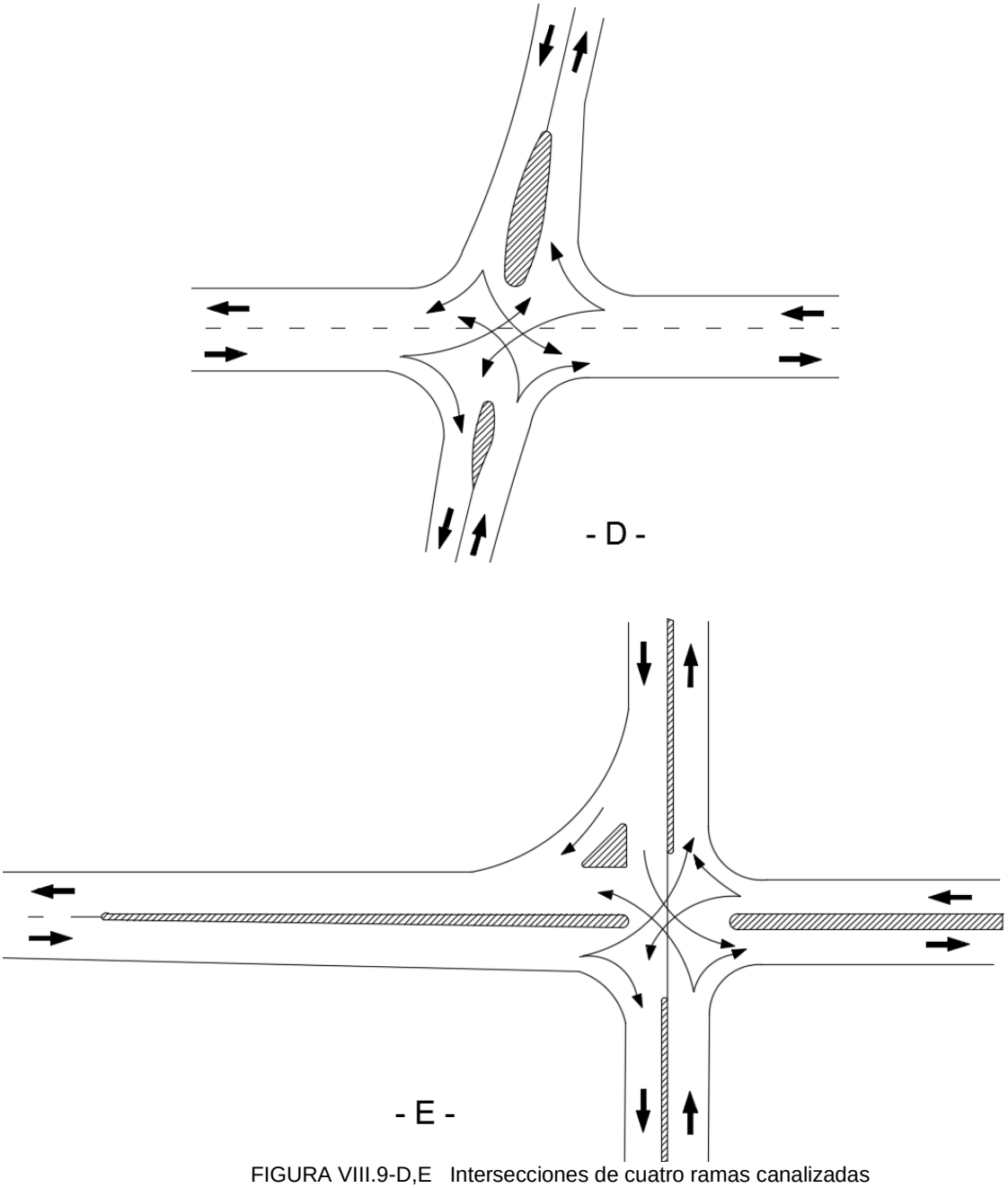


FIGURA VIII.9-D,E Intersecciones de cuatro ramas canalizadas

La Figura VIII.10-A, muestra una intersección en la que los movimientos de vuelta derecha son significativos, del ramal inferior del camino local hacia la carretera principal, para lo cual se adiciona un carril más.

Para los movimientos significativos de la vuelta izquierda de la carretera principal hacia el ramal inferior, se adiciona un carril especial central.

La Figura VIII.10-B, ilustra el proyecto para una carretera dividida de alta velocidad que cruza una carretera transversal importante.

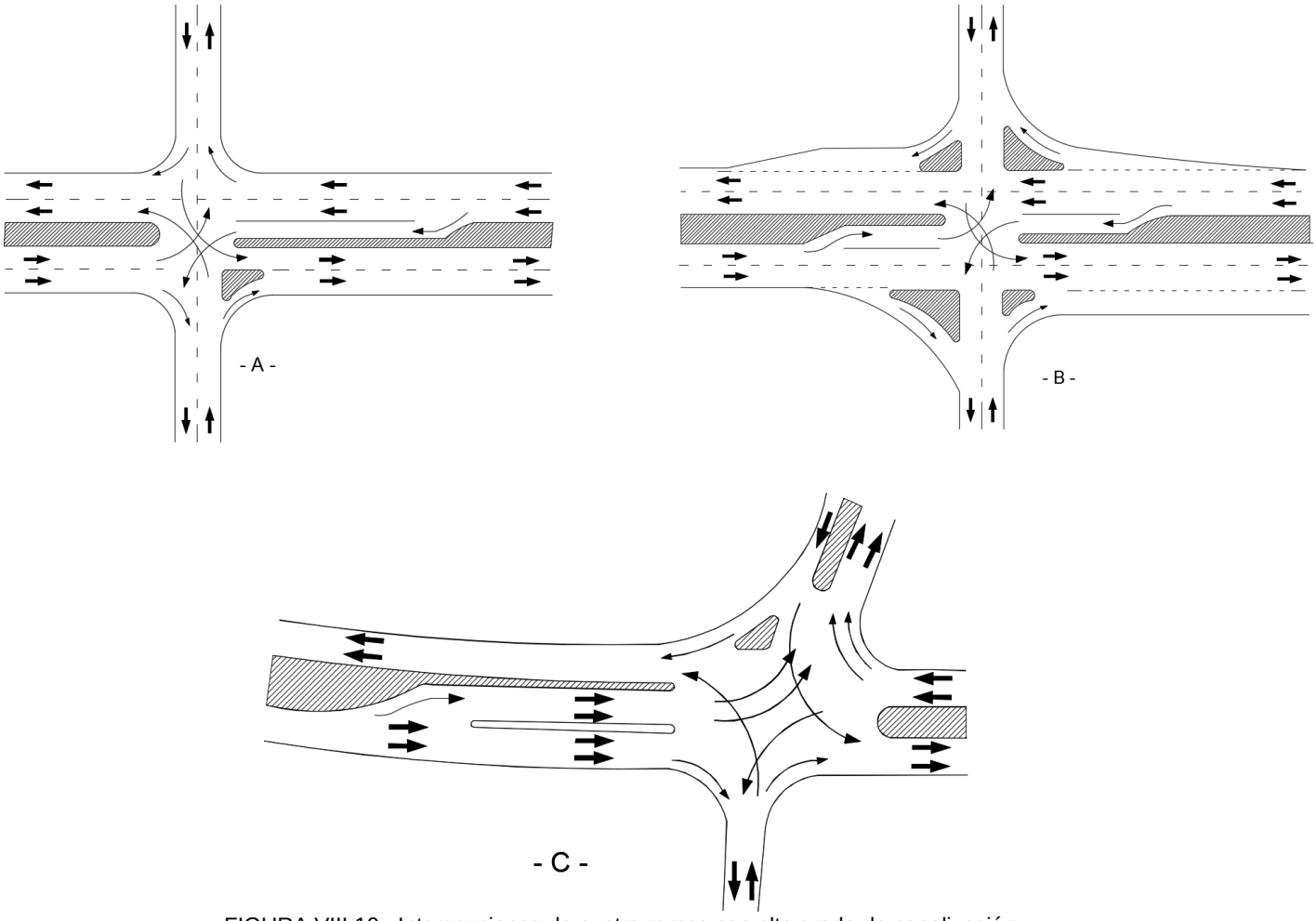


FIGURA VIII.10 Intersecciones de cuatro ramas con alto grado de canalización

La Figura VIII.10-C, muestra un proyecto con doble carril central para dar vuelta a la izquierda, en la carretera principal.

C.3 INTERSECCIONES DE RAMAS MÚLTIPLES

Las intersecciones de ramas múltiples son de cinco o más ramas y se evitarán siempre que sea posible. En intersecciones más importantes puede mejorarse la seguridad y eficiencia de la intersección, reubicando o realineando algunos movimientos conflictivos fuera de la intersección, como se muestra en la Figura VIII.11.

La Figura VIII.11-A muestra la aplicación más sencilla del principio anterior en una intersección de cinco ramas. La rama diagonal se reubica para conectarse con la carretera transversal a distancia suficiente de la intersección de tal forma que se generan dos intersecciones diferentes de operación sencilla.

La Figura VIII.11-B, ilustra una intersección de 6 ramas, dos de las cuales se reubican en cuadrantes adyacentes, para formar un nuevo cruce sencillo a algunos cientos de metros

a la derecha de la intersección principal, convirtiéndose la intersección de 6 ramas en dos cruces de 4 ramas.

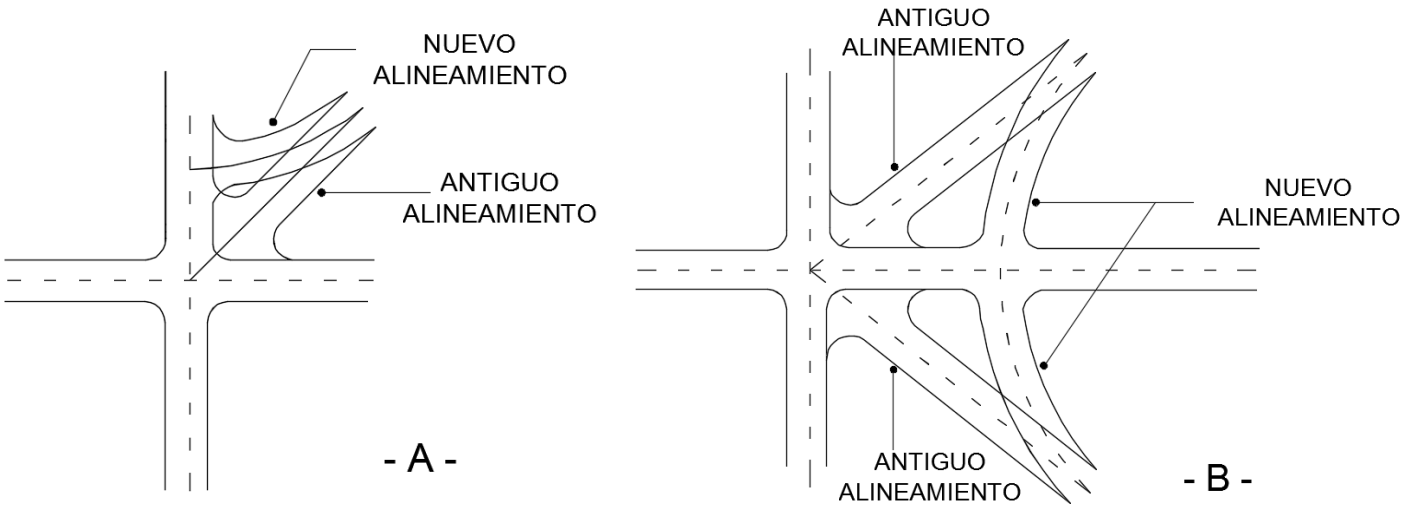


FIGURA VIII.11 Realineación de intersecciones de ramas múltiples

La Figura VIII.12 muestra una intersección tipo “glorieta”, donde confluyen cuatro o más ramas.

Una glorieta se proyectará cuando los volúmenes de tránsito sean bajos a lo largo de caminos secundarios que se intersectan, una ventaja es que modera la velocidad del tránsito.

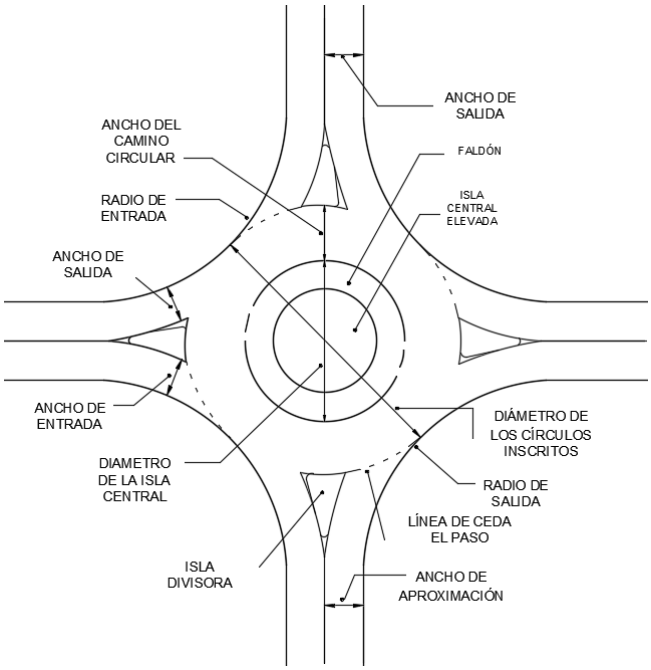


FIGURA VIII.12. Glorieta de cuatro ramas

D. CARRILES AUXILIARES

En casos donde las velocidades y el número de movimientos direccionales sean altos, se proyectarán carriles auxiliares adicionales o ampliaciones, con el fin de reducir el peligro ocasionado por los vehículos que dan vuelta e incrementar la capacidad para realizar maniobras.

Los conductores que salen de una carretera para dar vuelta en una intersección, usualmente requieren reducir antes su velocidad. Por el contrario, cuando se incorporan a una carretera después de dar vuelta en una intersección, aceleran hasta alcanzar la velocidad de los vehículos que circulan en la carretera. Con el fin de minimizar los riesgos de colisión inherentes a estas operaciones se utilizan carriles auxiliares de cambio de velocidad.

Las vueltas a la izquierda desde los carriles de la carretera principal son particularmente peligrosas, ya que los vehículos deben reducir su velocidad y en ocasiones hasta detenerse antes de completar la vuelta. Las intersecciones con carriles auxiliares permiten a los vehículos que siguen a aquellos que van a dar vuelta a la izquierda, realizar maniobras para rebasarlos.

D.1 CARRILES PARA VUELTA IZQUIERDA

Para volúmenes de tránsito significativamente altos, por razones de seguridad deberán habilitarse carriles para dar vuelta a la izquierda. La Tabla VIII.1, presenta las condiciones de tránsito que justifican carriles de vuelta izquierda en carreteras de 2 sentidos de circulación, que conviene considerar cuando se proyectan esos elementos.

TABLA VIII.1. Condiciones de tránsito que justifican carriles de vuelta izquierda en carreteras de 2 sentidos de circulación.*

Volúmenes de tránsito en el sentido opuesto	Volúmenes de tránsito del sentido desde el que se requiere dar vuelta izquierda			
	Porciento de vueltas izquierdas			
	5%	10%	20%	30%
	Velocidad de operación = 60 km/h			
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	330	275	245
200	640	470	250	305
100	720	515	390	340
	Velocidad de operación = 80 km/h			
800	280	210	165	135
600	350	260	195	170
400	430	320	240	210
200	550	400	300	270
100	615	445	335	295
	Velocidad de operación = 100 km/h			
800	230	170	125	115
600	290	210	160	140
400	365	270	200	175
200	450	330	250	215
100	505	370	275	240

* Fuente: DGST, capítulo 6. Intersecciones a Nivel, Referencia 7.

D.2. CARRILES PARA CAMBIO DE VELOCIDAD

Un carril de cambio de velocidad es un carril auxiliar incluyendo sus áreas de ampliación, que se construye primordialmente para la aceleración o desaceleración de los vehículos que ingresan o salen de una carretera. Los términos "carril de cambio de velocidad", "carril de aceleración" o "carril de desaceleración" se refieren a la anchura adicional que permite a los vehículos cambiar su velocidad para pasar de la velocidad de operación de la vía que abandonan, a la velocidad de operación de la vía a la que ingresan. Un carril de cambio de velocidad será suficientemente ancho y largo para que los conductores puedan ajustar su velocidad acelerando o decelerando según convenga, antes de ingresar a la vialidad a la que desean incorporarse.

En relación con los carriles de cambio de velocidad, de las observaciones y la experiencia se puede concluir lo siguiente:

a) Los carriles de cambio de velocidad se justifican en carreteras de alta velocidad con volúmenes de tránsito elevados, donde los vehículos que entran o salen requieren modificar su velocidad.

b) No todos los conductores utilizan los carriles de cambio de velocidad de la misma manera; algunos aprovechan poco la longitud disponible. Sin embargo, se ha observado que su utilización es suficiente para mejorar la seguridad y operación de una carretera.

c) El uso de carriles de cambio de velocidad varía con el volumen de tránsito. La mayoría de los conductores los utilizan cuando los flujos vehiculares son importantes.

d) Los carriles de cambio de velocidad que cuentan con una zona larga de ampliación gradual, transición, se ajustan mejor al comportamiento de los conductores.

e) Los carriles de deceleración en los accesos de las intersecciones a nivel, que también funcionan como carriles de almacenaje para el tránsito que da vuelta, son particularmente convenientes y la experiencia con ellos ha sido generalmente favorable. Estos carriles reducen el peligro de accidentes e incrementan la capacidad de la intersección.

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 con una superficie de pavimento de color contrastante y con señalamiento horizontal e iluminación. En la Figura VIII.13 se muestran algunos diseños típicos, de los cuales dos pertenecen a carriles de desaceleración y dos a carriles de aceleración.

En las Figuras VIII.13-A y VIII.13-C se observa un carril de desaceleración y el otro de aceleración respectivamente, con una zona de transición cuando el volumen del tránsito de frente es grande.

Las Figuras VIII.13-B y VIII.13-D, muestran un carril de deceleración y el otro de aceleración, respectivamente, que se adapta a la trayectoria directa preferida por los conductores. Su uso es particularmente ventajoso cuando existen movimientos de vuelta importantes.

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, proporciona una distancia suficiente dando tiempo a que el conductor pueda incorporarse al flujo adyacente, seleccionando un espacio entre dos vehículos que le permitan ejecutar la maniobra. Figuras VIII.13-C y VIII.13-D.

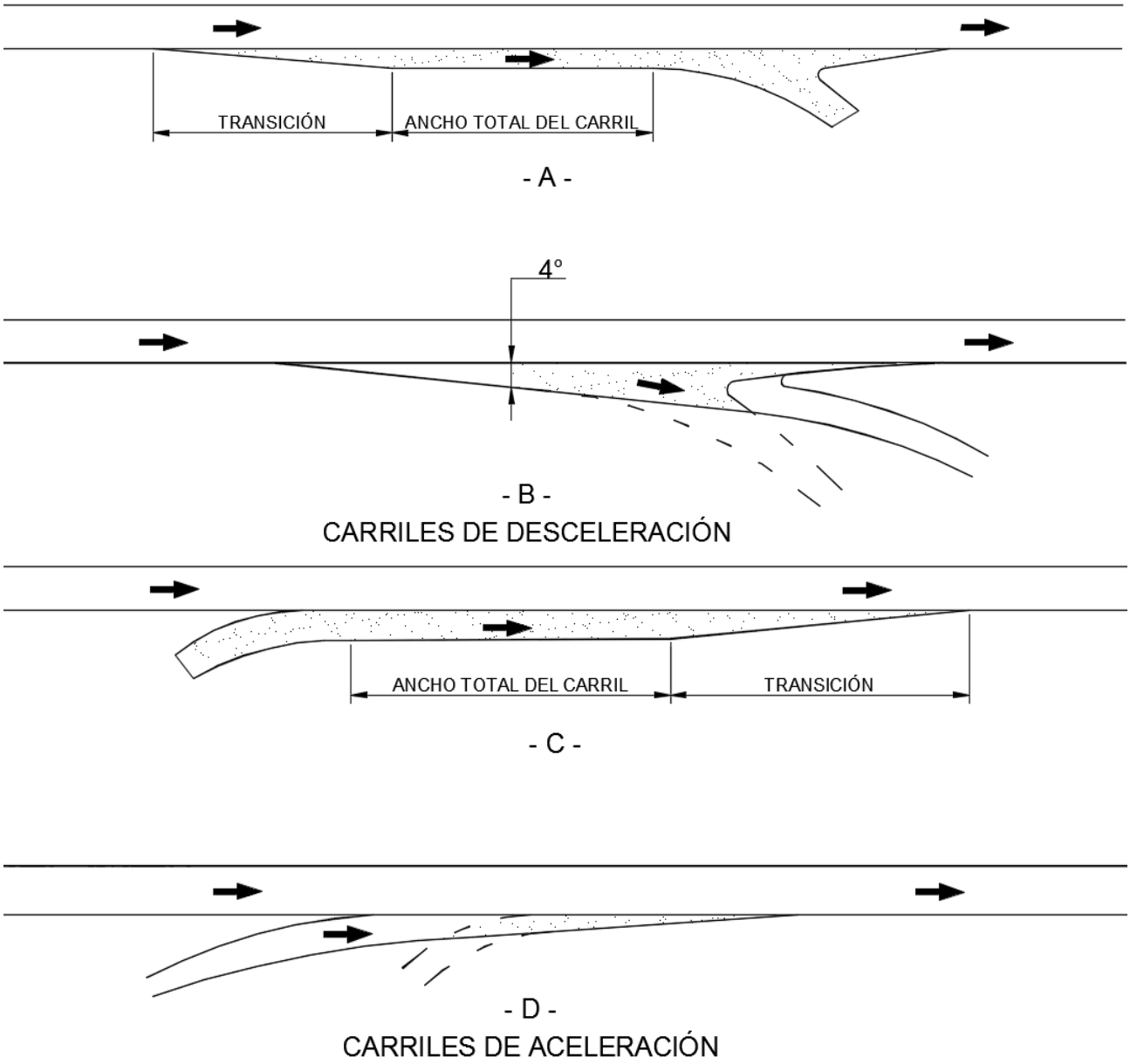


FIGURA VIII.13. Formas de carriles de cambio de velocidad

Cuando los carriles de deceleración se inician dentro de una sección en curva, tal como se muestra en la Figura VIII.14-A, deben definirse sus límites, de tal manera que aseguren al conductor distinguir claramente entre el camino y el enlace.

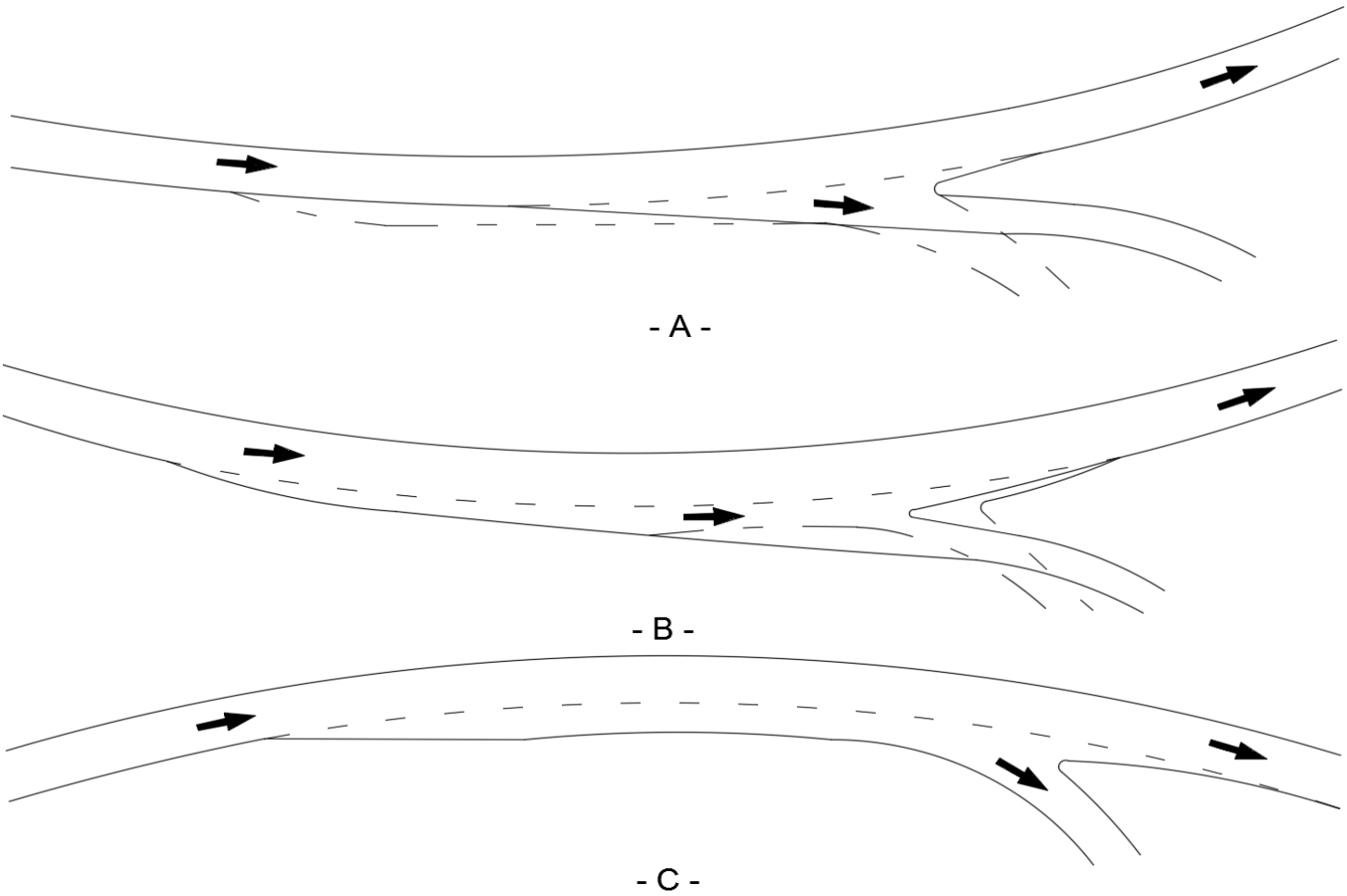


FIGURA VIII.14. Carriles de deceleración en curvas

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 desaceleración, deberá ser suficiente para permitir un cambio gradual en la sección transversal; cuando esta longitud sea considerable o cuando la sobre-elevación del camino sea mayor de 5%, la manera más apropiada para diseñar el carril es la que se indica en la Figura VIII.14-B.

Cuando el camino tiene una curva derecha y la salida está ubicada sobre el lado derecho, el carril de desaceleración deberá tomar la forma que se indica en la Figura VIII.14-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 desaceleración, deberá quedar fuera de la orilla de la calzada del camino, de preferencia a una distancia igual al ancho del acotamiento; de esta manera, un vehículo que se salga de la calzada podrá regresar a ella con mínimos daños.

Las consideraciones para proyecto de los carriles de aceleración son similares a la de los carriles de deceleración.

D.2.1. Transición en los carriles de cambio de velocidad

Se utilizan transiciones para realizar el cambio de carril de una manera cómoda y segura. La longitud y la forma de la transición deberá ser tal que invite a los conductores a efectuar la maniobra del cambio de carril, de acuerdo con los valores indicados en la Tabla VIII.2, dependiendo de la velocidad de proyecto de la carretera principal.

D.2.2 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 desaceleración directos, como el mostrado en la Figura VIII.13-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 desaceleración.

En los carriles de aceleración directos, como los que se muestran en la Figura VIII.13-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 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.

D.2.3. 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 de deceleración.
- La velocidad a la que los conductores salen después de recorrer el carril de deceleración.
- La forma de decelerar o los factores de la deceleración.

La longitud de los carriles de aceleración (Tabla VIII.14), está basada en la combinación de cuatro factores:

- La velocidad a la que los conductores entran al carril de aceleración.
- La velocidad a la que los conductores convergen con el tránsito principal.
- La forma de acelerar o los factores de la aceleración.
- Los volúmenes relativos del tránsito directo y del que se va a incorporar.

TABLA VIII.2. 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 la curva, metros			15	24	45	75	113	154	209
Velocidad de proyecto de la carretera principal (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 principal (Km/h)	Longitud de la transición en metros	Longitud total del carril de **ACELERACIÓN**, incluyendo la transición, en metros							
50	45	70	45	-	-	-	-	-	-
60	54	110	85	75	-	-	-	-	-
70	61	160	135	125	100	-	-	-	-
80	69	230	200	190	170	125	-	-	-
90	77	315	300	285	255	205	160	-	-
100	84	405	395	380	350	295	240	160	-
110	90	470	465	455	425	375	325	260	180

Notas: La longitud de los carriles para cambio de velocidad de la Tabla anterior, se ha basado en las siguientes condiciones:

- Los carriles están aproximadamente a 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.
- Para pendientes mayores al 2%, corregir los valores de la Tabla D.2., con los factores de la Tabla D.3.

D.2.3.1. Factores que afectan la longitud de los carriles de cambio de velocidad

Cuando los carriles no tengan las condiciones indicadas en las notas de la Tabla D.2, es necesario hacer ajustes (Tabla VIII.3), en las longitudes de los carriles para cambio de velocidad, como son los siguientes:

d) Por 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.

e) Por sobreelevación. La longitud y forma de los carriles para cambio de velocidad, puede asimismo, ser afectada por el desarrollo de la sobreelevación.

f) Por volumen. Las longitudes dadas en la Tabla VIII.2, para los carriles de aceleración, son generalmente adecuadas para condiciones de alto volumen, en donde puede ser difícil para un conductor, durante las horas de máxima demanda, encontrar un espaciamiento entre vehículos o en la corriente del tránsito de la carretera principal.

Para facilitar el flujo de tránsito en las intersecciones es una ayuda considerable tener 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 velocidad de operación mayor. 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 volumen de tránsito mayor.

TABLA VIII.3. 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 (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 (km/h)	RELACIÓN DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA VELOCIDAD DE PROYECTO EN EL ENLACE (km/h)							
	25	30	40	50	60	70	80	Para todas las velocidades
	En pendiente ascendente del 3 al 4%							En pendiente descendente del 3 al 4%
50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.70
60	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	0.70
70	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	1.40	0.70
80	1.30	1.30	1.30	1.40	1.40	1.40	1.50	0.70
90	1.30	1.30	1.40	1.40	1.50	1.50	1.60	0.60
100	1.40	1.40	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	0.60
110	1.40	1.50	1.50	1.60	1.60	1.70	1.80	0.60
	En pendiente ascendente del 5 al 6%							En pendiente descendente del 5 al 6%
50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	0.60
60	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	1.70	0.60
70	1.50	1.50	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	0.60
80	1.50	1.50	1.60	1.70	1.90	2.00	2.10	0.60
90	1.50	1.60	1.70	1.90	2.00	2.20	2.40	0.50
100	1.70	1.70	1.90	2.00	2.20	2.40	2.60	0.50
110	1.90	1.90	2.00	2.20	2.40	2.60	2.90	0.50

Nota: Los valores de esta Tabla multiplicados por la longitud obtenida de la Tabla D.2, dan la longitud del carril de cambio de velocidad en pendiente

E. ISLETAS

Isleta es un área definida entre carriles de tránsito para controlar los movimientos vehiculares. Las isletas también proporcionan un área para refugio de los peatones y para la instalación de dispositivos de control del tránsito. Las isletas pueden ser: áreas elevadas por encima del nivel del pavimento; delineadas mediante guarniciones o boyas; o áreas de pavimentos delineados sólo con pintura.

Las isletas generalmente forman parte del proyecto de las intersecciones para uno o más de los siguientes propósitos:

- - Separación de conflictos.
- - Control del ángulo de conflicto.
- - Reducción de áreas excesivas de pavimento.
- - Regulación del tránsito e indicación del uso apropiado de la intersección.
- - Arreglos para favorecer un movimiento predominante de vuelta.
- - Protección de peatones.
- - Protección y almacenaje de vehículos que dan vuelta o que cruzan.
- - Ubicación de dispositivos para el control del tránsito.

De acuerdo con su función, las isletas se clasifican en tres grandes grupos:

a) canalizadoras, b) separadoras y c) de refugio.

E.1. ISLETAS CANALIZADORAS

Son isletas destinadas a controlar y dirigir los movimientos del tránsito, guiando a los conductores hacia sus calzadas de circulación de acuerdo con la ruta deseada. Las isletas canalizadoras pueden ser de muchas formas y tamaños, dependiendo de las condiciones y dimensiones de la intersección. Algunas de esas condiciones se muestran en la Figura VIII.15. Una forma común es la triangular, isleta “a” en la Figura VIII.15, destinada a separar los movimientos de vuelta a la derecha, del flujo vehicular que sigue de frente. Las isletas centrales, “b”, “c” y “d” en la Figura VIII.15 sirven como guía a los conductores de los vehículos que dan vuelta alrededor de la isleta.

Las intersecciones con carriles múltiples para dar vuelta, pueden requerir tres ó más isletas para canalizar los diferentes movimientos.

Las isletas adecuadamente proyectadas suelen ser muy convenientes en sitios donde los flujos vehiculares de frente y de vuelta son importantes. Las isletas elevadas, por encima del nivel del pavimento, delineadas mediante guarniciones, son de utilidad para intersecciones mayores.

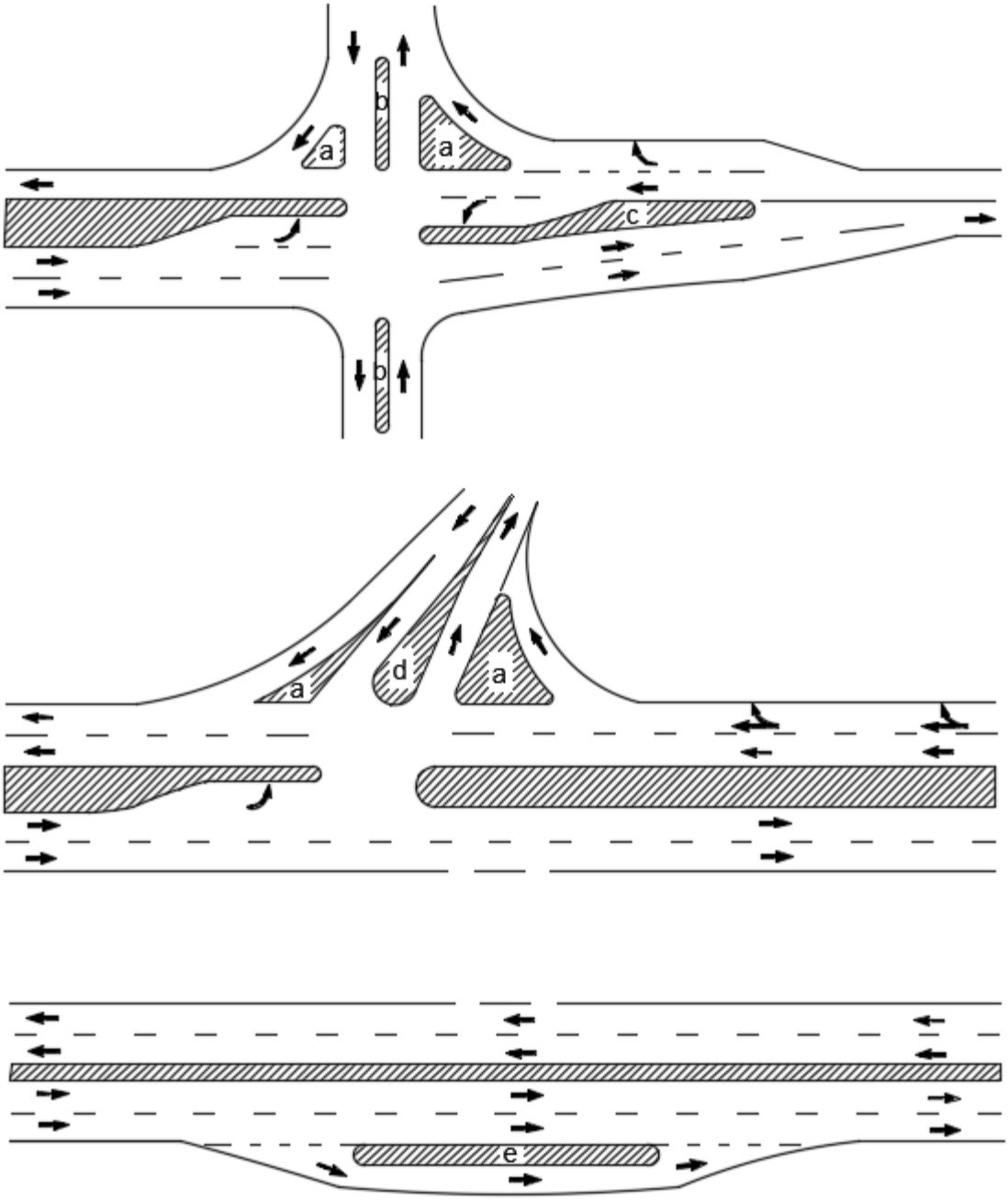


FIGURA VIII.15. Tipos generales y formas de isletas

E.2. ISLETAS SEPARADORAS

Las isletas separadoras se ubican o se proyectan frecuentemente en las intersecciones de carreteras no divididas. Contribuyen a prevenir a los conductores sobre la existencia de un cruce próximo y a regular los flujos de tránsito en la intersección. Son particularmente convenientes para controlar las vueltas a la izquierda en intersecciones esviajadas y en sitios donde se proporcionan calzadas separadas para el tránsito que da

vuelta a la derecha. La Figura VIII.15, ilustra una variedad de isletas separadoras para flujos vehiculares que circulan en sentidos opuestos.

La ampliación de un camino con una isleta separadora, se hace de tal manera que las trayectorias sean evidentes para los conductores, reduciendo al mínimo las posibilidades de confusión. El alineamiento dirigirá al conductor con naturalidad, evitando que realice esfuerzos considerables. Cuando la carretera se encuentra en tangente y hay que introducir isletas separadoras, es necesario utilizar alineamientos con curvas inversas. En carreteras con altas velocidades, el cambio en la curvatura será de un grado o menor. Usualmente, las calzadas de cada sentido son más o menos simétricas en relación con el eje central de la carretera, como se muestra en la Figura VIII.16.

Cuando la carretera se encuentra en curva, puede aprovecharse la curvatura para introducir isletas separadoras con el fin de evitar curvas de sentido inverso, como se muestra en la Figura VIII.16- C y D.

FIGURA VIII.16 Alineamiento para añadir isletas separadoras en intersecciones

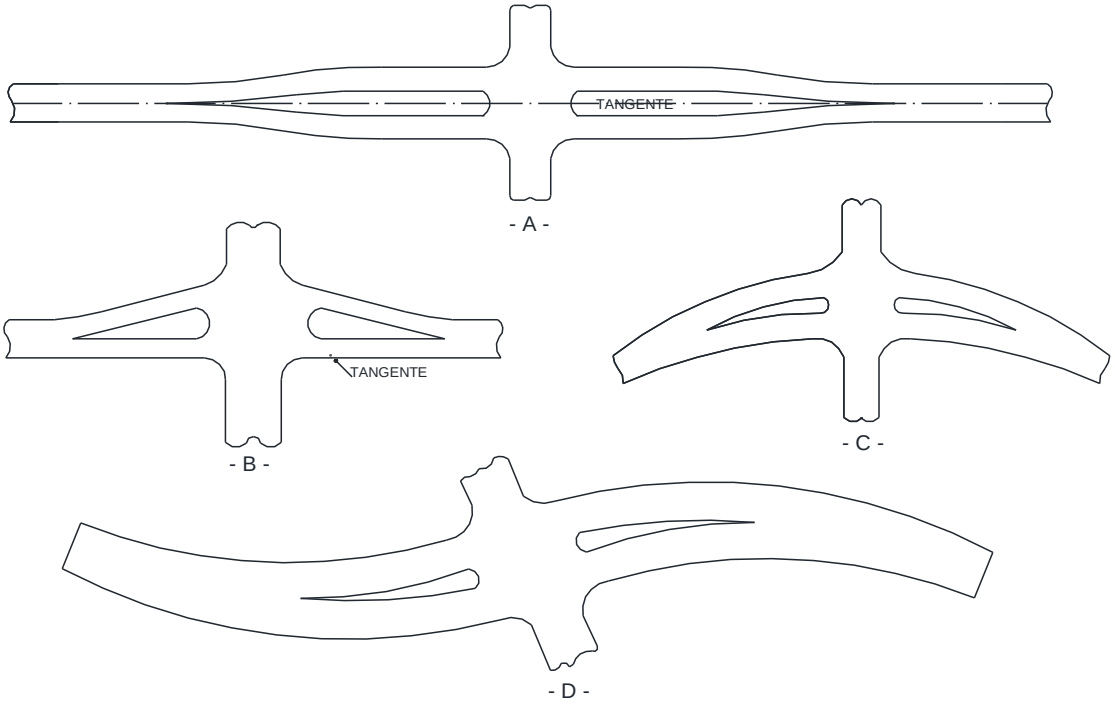


FIGURA VIII.16 Alineamiento para añadir isletas separadoras en intersecciones

E.3. ISLETAS DE REFUGIO

Las isletas para refugio de peatones son aquéllas que se construyen para auxiliar y proteger a los peatones que desean cruzar un camino.

Tanto en áreas rurales como en áreas urbanas, muchas de las isletas diseñadas para canalización sirven también de refugio a los peatones. Las isletas "a", "b", "c", “d” y "e", en la Figura VIII.15, son ejemplos de este caso.

E.4. FORMA Y TAMAÑO DE LAS ISLETAS

El tamaño y la forma de las isletas varían de una intersección a otra, como se ilustra en la Figura E.1. La isleta más pequeña delineada mediante guarniciones se considera de 7.0 m^2 en intersecciones; sin embargo, es preferible utilizar una área mínima de 9.0 m^2. Las isletas triangulares no serán menores de 4.0 m y preferentemente 5.0 m en uno de sus lados después de redondear las esquinas. Las isletas separadoras no tendrán menos de 1.20 m de anchura ni menos de 6.0 a 7.5 m de largo. En casos especiales donde el espacio sea limitado, las isletas alargadas, como las mostradas en la Figura VIII.15, pueden reducirse a una anchura mínima absoluta de 60 cm.

Las isletas pueden ser delineadas o trazadas usando una variedad de tratamientos, dependiendo de su tamaño, localización y función. El tipo de zona en que se localiza la intersección, rural o urbana, también gobierna el proyecto. Físicamente, las isletas pueden clasificarse en tres grupos: a) isletas de contorno delineado mediante guarniciones, b) isletas trazadas mediante marcas en el pavimento o vialetas colocadas en toda el área de la isleta, y c) áreas sin pavimentar delimitadas por las orillas del pavimento con delineadores colocados sobre postes o postes guía o una adaptación del terraplén adyacente a las orillas del pavimento.

El primer tipo a), es general y es el más conveniente. En áreas rurales en que prácticamente no se utilizan guarniciones, este tratamiento se limita frecuentemente a isletas de tamaño pequeño o intermedio. El segundo b), se utiliza en donde los problemas de mantenimiento hacen inadecuado el uso de guarniciones o donde existan altas velocidades que hagan peligrosa la operación vehicular. El tercer tipo c), se aplica a isletas grandes en áreas rurales donde existe espacio suficiente para utilizar curvas de gran radio en las intersecciones.

Las isletas alargadas o divisorias no deberán ser menores de 1.2 m de ancho y de 6 a 8 m de largo. En casos especiales donde el espacio esté limitado, las isletas alargadas se pueden reducir a un ancho mínimo de 0.5 m. En general, la introducción de isletas divisorias con guarniciones en intersecciones de carreteras de alta velocidad, no es recomendable, a menos que se ponga atención especial a lograr una alta visibilidad de las isletas. Las isletas divisorias con guarniciones introducidas en intersecciones de carreteras de alta velocidad, deberán tener una longitud mínima de 30 m o mayor. Cuando se sitúen en la vecindad de un punto alto en el perfil de la vía o al inicio de una curva horizontal o cercana a éste, el extremo de entrada de la isleta con guarniciones deberá alargarse para que sea claramente visible a los conductores que se aproximan.

La delineación de isletas mediante marcas en el pavimento, es común en zonas urbanas donde las velocidades son bajas y el espacio limitado.

E.4.1. Delineación de Isletas y Tratamiento de Entrada

La delineación de isletas pequeñas se realiza preferentemente mediante guarniciones y dispositivos reflejantes sobre la guarnición. Las isletas grandes con guarniciones pueden ser delineadas mediante contraste de color y textura del área verde, arbustos, postes reflejantes, señales o cualquier combinación de estos. En áreas rurales, las guarniciones de isletas deberán ser generalmente del tipo de paramento inclinado.

El contorno de una isleta con guarniciones queda determinado por la orilla de los carriles de tránsito que va de frente o por los carriles para dar vuelta. Se deja una zona lateral libre de obstáculos con respecto al paramento de la isleta con guarniciones. Los puntos de intersección de los lados de una isleta con guarniciones están redondeados o achaflanados para mejor visibilidad y para simplificar la construcción. La magnitud del desplazamiento de una isleta con guarniciones con respecto al carril para el tránsito que va de frente está afectada por el tipo de tratamiento de la orilla y por otros factores tales como el contraste de la isleta, la longitud de la transición o el pavimento auxiliar que precede a la isleta con guarniciones. Debido a que las guarniciones afectan la colocación lateral de un vehículo en uno de los carriles, deberán desplazarse con respecto a la orilla de los carriles para el tránsito que va de frente. Las guarniciones no necesitan desplazarse con respecto a la orilla de un carril para dar vuelta, excepto para disminuir su susceptibilidad a los camiones que dan vuelta.

Los detalles de los proyectos de isletas esquineras con guarniciones usados en combinación con carriles para dar vuelta se muestran en las Figuras VIII.17 y VIII.18. La esquina de entrada de cada isleta con guarniciones está diseñada con un tratamiento de forma de nariz. Tres tamaños de isletas triangulares con guarniciones, pequeñas, intermedias y grandes, se muestran para dos casos generales de orillas de carriles para tránsito de frente: (1) la isleta en esquina con guarniciones se ubica a lo largo de una calle urbana con guarnición y cuneta, o (2) la isleta en esquina con guarnición se localiza en una carretera con acotamientos.

Las isletas esquineras pequeñas con guarniciones son las que tienen un tamaño mínimo o cercano al mínimo, según lo anteriormente asentado. Las isletas esquineras grandes con guarniciones son aquéllas con dimensiones laterales de cuando menos 30 m. Todas las isletas con guarniciones mostradas en las Figuras VIII.17 y VIII.18, están dotadas de nariz de acceso y de extremos redondeados de mezclado con radios apropiados de entre 0.6 y 1 m. La esquina de entrada está redondeada con un radio de 0.6 a 1.5 m.

En la E.17, se ejemplifican diferentes tipos de isletas esquineras con guarniciones adyacentes a carriles de frente en una calle urbana. Cuando el carril de acceso cuente con guarnición y cuneta, la isleta con guarnición se puede ubicar en la orilla del carril de frente con una transición gradual hacia el desplazamiento de la nariz. En el caso de que la isleta de tamaño grande no tenga guarniciones, los desplazamientos indicados para la isleta con guarniciones son recomendables pero no esenciales. Sin embargo, cualquier objeto fijo dentro del área de las isletas deberá desplazarse una distancia apropiada con respecto a los carriles de frente.

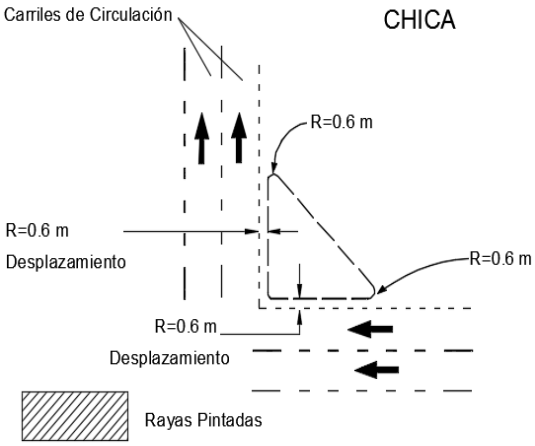
La nariz de llegada de una isleta con guarniciones será visible para los conductores que se acercan y estará definitivamente libre de trayectorias de vehículos, tanto física como visualmente, de tal manera que los conductores no rehúyan la isleta. Se pueden usar marcadores reflejantes en la nariz de llegada de la isleta con guarniciones. El desplazamiento entre el carril de circulación y la nariz de entrada, será mayor que la distancia al paramento de la curva en la nariz de la isleta de entrada, normalmente de unos 0.6 m.

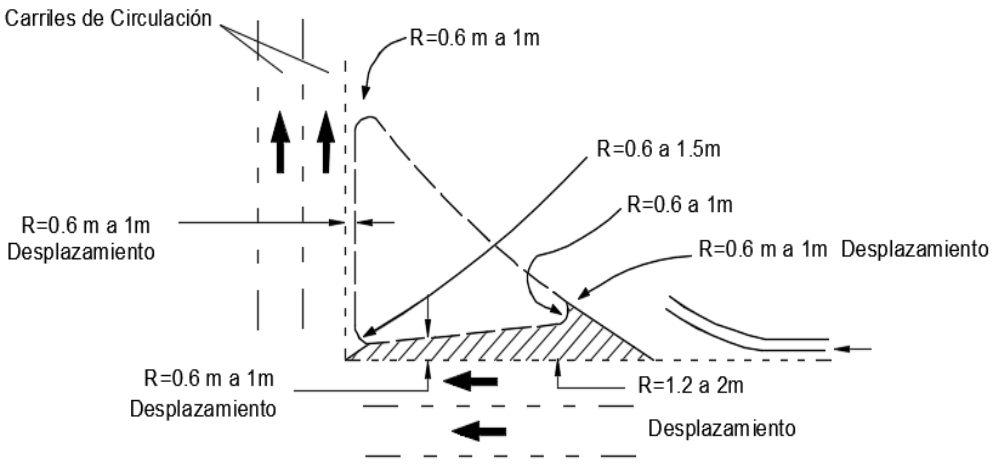
Para isletas con guarniciones en la faja separadora central, el paramento de la guarnición en la nariz de la isleta de entrada deberá desplazarse una distancia mínima de 0.6 m y preferiblemente de 1.0 m a partir de la orilla normal de la faja separadora central de la calzada. La isleta deberá entonces ensancharse gradualmente hasta alcanzar su anchura total. Para otras isletas con guarnición, el desplazamiento total de la nariz deberá estar entre 1 y 2 m, medido a partir de la orilla normal de los carriles de frente y entre 0.6 y 1 m, a partir de la calzada del carril para dar vuelta. Se deberán prever desplazamientos grandes cuando la isleta esquinera con guarniciones esté precedida por un carril de desaceleración para vuelta a la derecha.

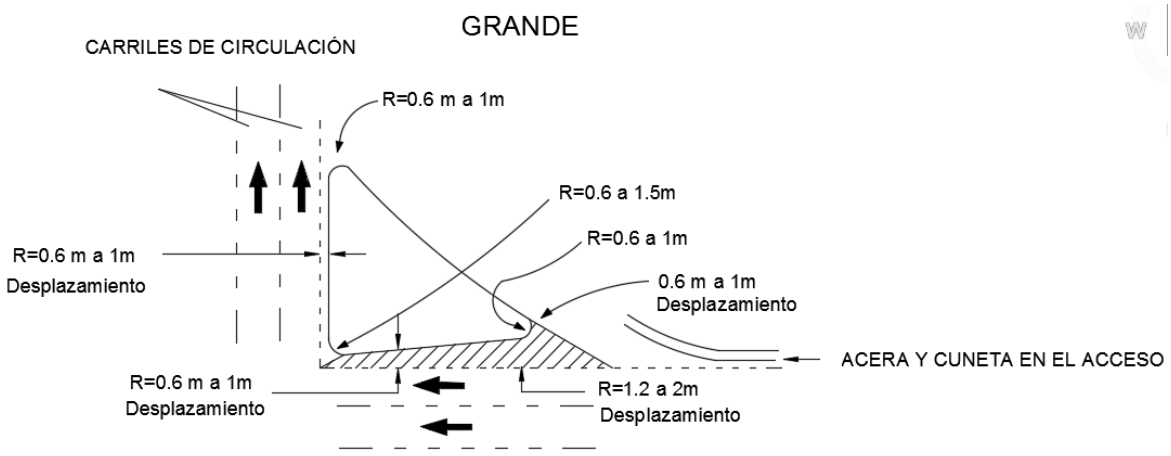
Cuando se proponga una isleta esquinera con guarniciones en una vía de acceso con acotamientos, el paramento de la guarnición en la isleta esquinera deberá desplazarse una distancia igual al ancho del acotamiento. Si la isleta esquinera está precedida por un carril de deceleración de vuelta a la derecha, el desplazamiento del acotamiento deberá ser como mínimo de 2.4 m.

Las isletas esquineras con guarniciones y las narices de la faja separadora central deberán estar inclinadas como se muestra en la Figura VIII.19, además de dotarlas con dispositivos para dar aviso anticipado a los conductores que se aproximan, sobre todo al manejar de noche. Las marcas en el pavimento frente a la nariz de entrada son particularmente ventajosas en las áreas mostradas con línea punteada en la Figura VIII.17. Dentro de lo posible, deberán usarse marcadores reflejantes colocados en la parte superior de la guarnición o en la superficie de la faja separadora central.

La delineación es especialmente pertinente en la nariz de entrada de una isleta divisoria. En áreas rurales el acceso deberá incluir un ensanchamiento gradual de la isleta divisoria como se indica en la Figura VIII.20. Aunque no se logra frecuentemente este mismo proyecto también deberá buscarse en áreas urbanas. De preferencia, la sección del acceso debe cambiar gradualmente a una superficie elevada texturizada o bien, instalar vibradores que se pueden cruzar rápidamente incluso a altas velocidades. Este tramo de transición deberá ser tan largo como resulte posible. Las secciones transversales indicadas en la Figura VIII.20, muestran la transición. El paramento de la guarnición en la nariz de la isleta de acceso deberá desplazarse una distancia mínima de 0.5 m y preferiblemente de 1 m a partir de la orilla normal de la calzada, mientras que el pavimento ensanchado deberá gradualmente alcanzar el ancho normal hacia la calle transversal

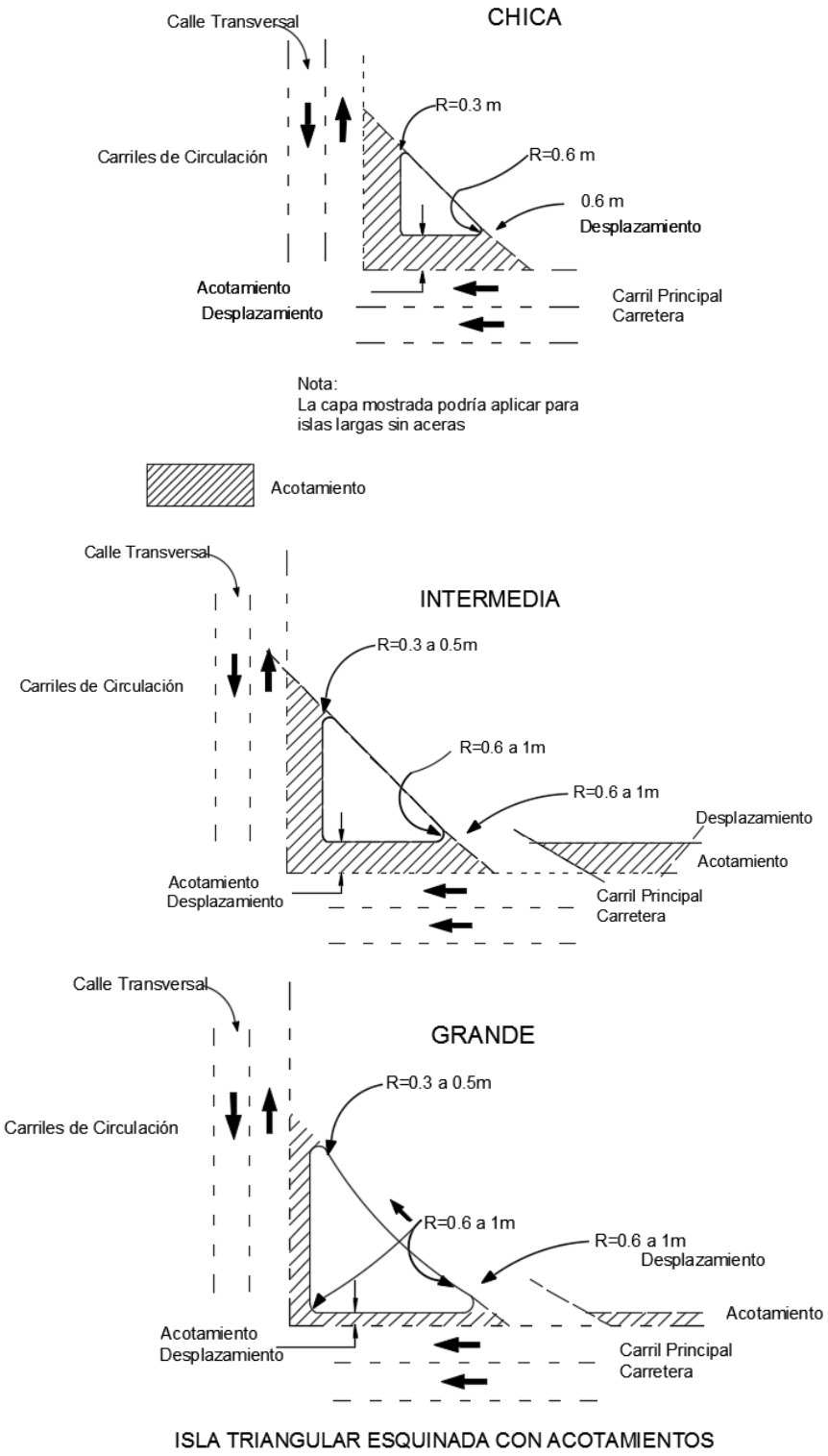






ISLA TRIANGULAR ESQUINADA SOBRE CALLES URBANAS

FIGURA VIII.17. Detalles de diferentes proyectos de isletas en esquina para carriles para dar vuelta (ubicación urbana)



ISLA TRIANGULAR ESQUINADA CON ACOTAMIENTOS

FIGURA VIII.18. Detalles de diferentes proyectos de isletas en esquina para carriles para dar vuelta (sección transversal rural en el acceso)

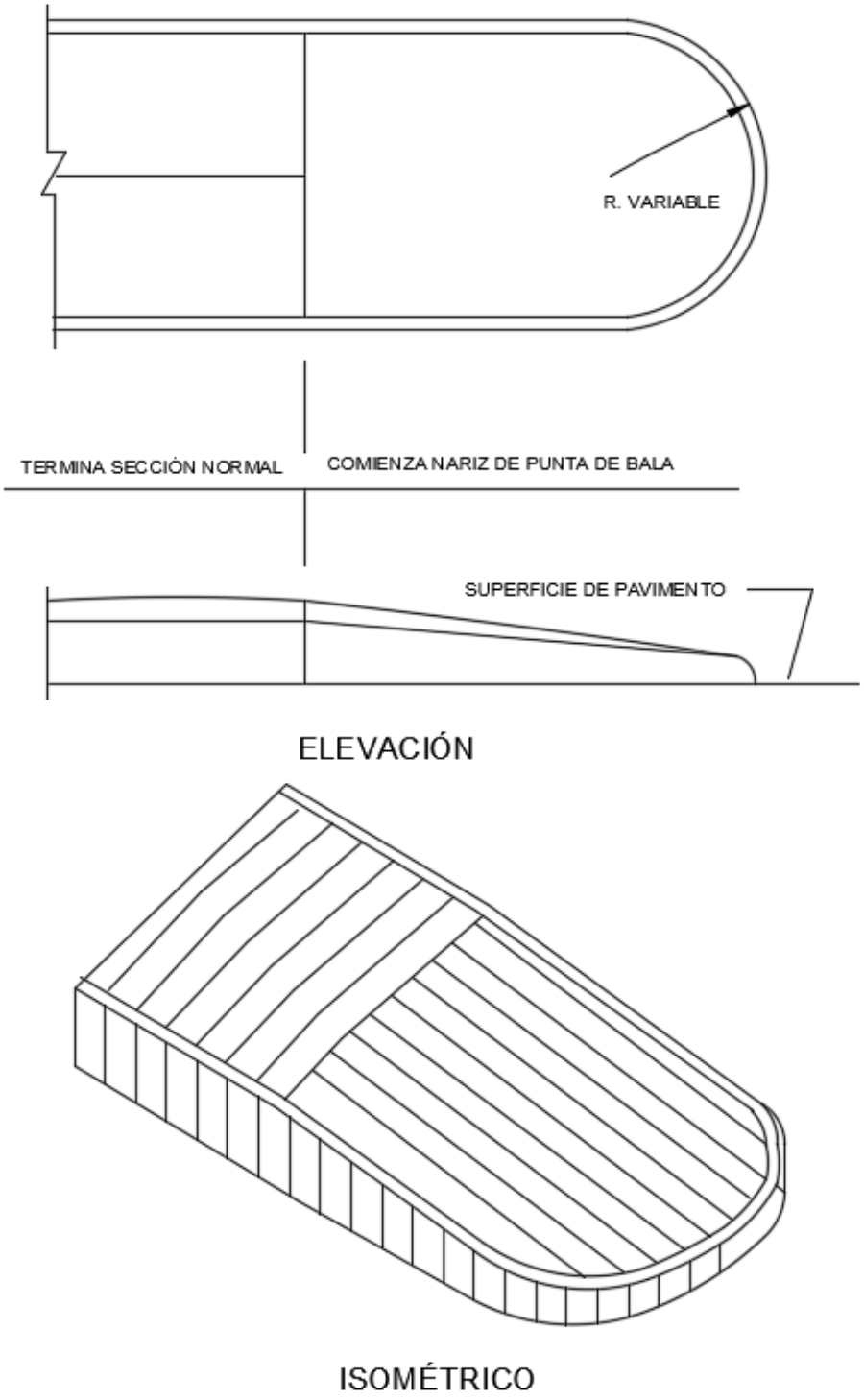


FIGURA VIII.19. Inclinación de la nariz en el extremo de entrada de la faja separadora central o de la isleta en esquina

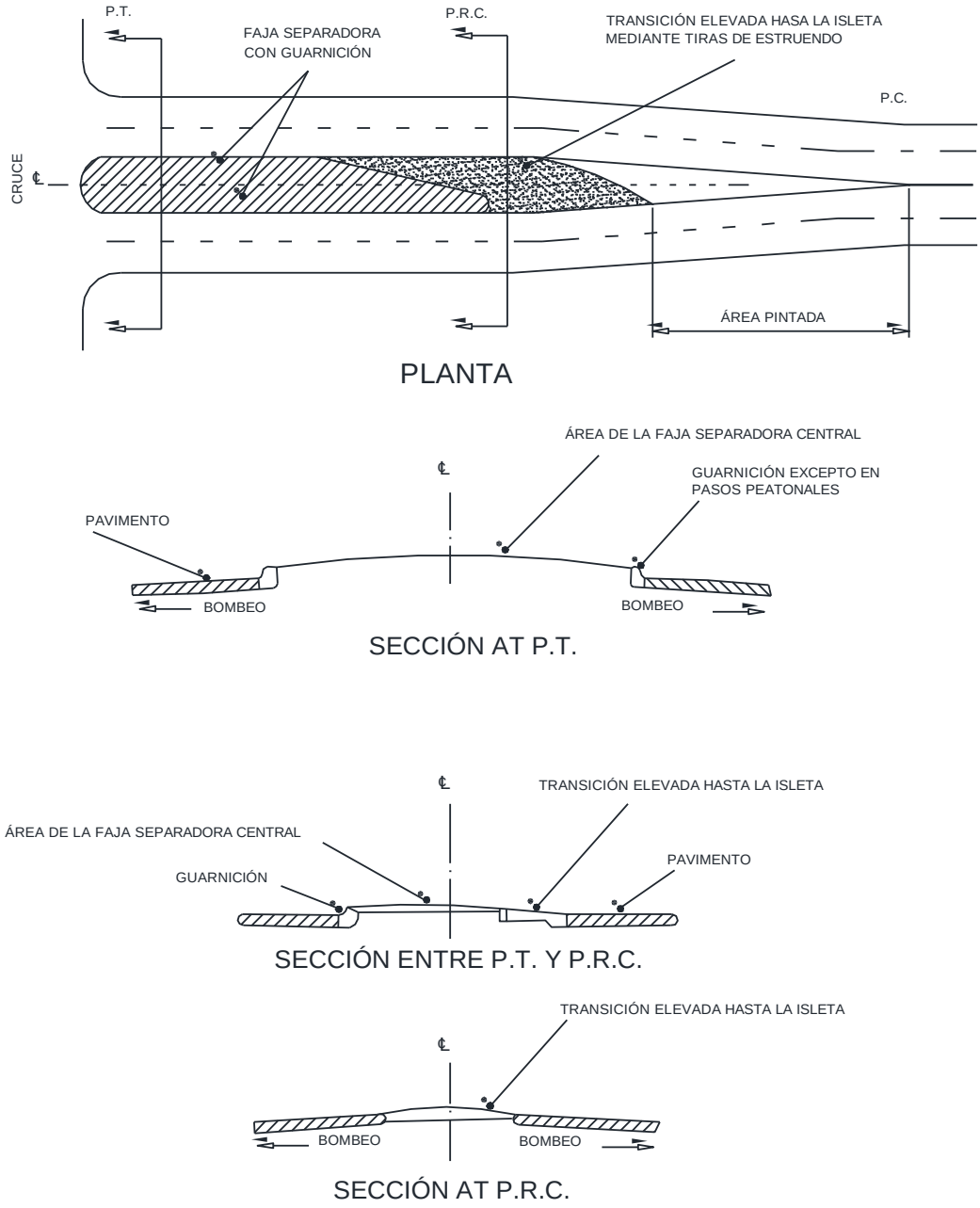


FIGURA VIII.20. Detalles del proyecto de isletas divisorias

E.5. PROYECTO MÍNIMO PARA VUELTAS

Cuando los bordes internos del pavimento se diseñan para vueltas a la derecha en intersecciones que alojan combinaciones de tractor semirremolque o donde el proyecto permite a los vehículos de pasajeros dar vuelta a velocidades de 25 km/h o más, el área del pavimento en la intersección resulta, en ocasiones, ser excesivamente grande para un control apropiado del tránsito. Para evitar esta situación debe habilitarse una isleta que genere una calzada separada para circulación.

Las intersecciones que cuenten con grandes áreas pavimentadas, con grandes radios de esquina o con cruces en ángulo oblicuo, permiten y fomentan los movimientos irregulares de vehículos, cruces largos para peatones y áreas no usadas del pavimento; incluso en intersecciones simples. Por lo tanto, los conflictos se pueden reducir mediante el uso de isletas triangulares en esquina.

E.5.1 Vueltas en Ángulo Recto con Isletas en Esquina

Los controles principales para el proyecto de carriles para dar vuelta son, el alineamiento de la orilla de la calzada y el ancho del carril para dar vuelta. Estas características de proyecto garantizan el giro del vehículo a la velocidad establecida para el carril de dar vuelta. Radios amplios de la orilla de la calzada proporcionan un área suficiente para proyectar una isleta triangular, donde podrían instalarse dispositivos del control de tránsito y serviría de refugio para peatones y ciclistas.

Un carril para dar vuelta deberá diseñarse con una sección e isleta de tamaño mínimo. El carril para dar vuelta debe ser lo suficientemente amplio para permitir que las ruedas derechas e izquierdas de cualquier vehículo caigan dentro de las orillas de la calzada con una tolerancia de 0.6 m a cada lado. Para automóviles, el ancho del carril para dar vuelta no deberá ser menor de 4.2 m y para un vehículo tipo tractor-semirremolque se necesitará un carril más holgado. Para desalentar a los automóviles de usar el carril con previsión para el rebase como si fueran dos carriles, éste puede reducirse marcando parte del carril con pintura.

En la Figura VIII.21, se muestran proyectos de carriles para dar vuelta a la derecha a 90 grados. Un proyecto basado en una isleta de tamaño mínimo y un ancho mínimo del carril para dar vuelta de 4.2 m trae como resultado un arco circular de 18 m de radio, como se muestra en la Figura VIII.21-A. Para la orilla derecha de la calzada del carril de vuelta, se proyectará una curva de tres centros con radios de 45, 15 y 45 m, con la curva intermedia desplazada 1 m a partir de las orillas tangentes extendidas. Este proyecto no sólo permite que los vehículos den vuelta a una velocidad del orden de 25 km/h, sino que también le permite a los camiones unitarios (C2 y C3), dar vuelta con un margen de unos 0.3 m a cada lado.

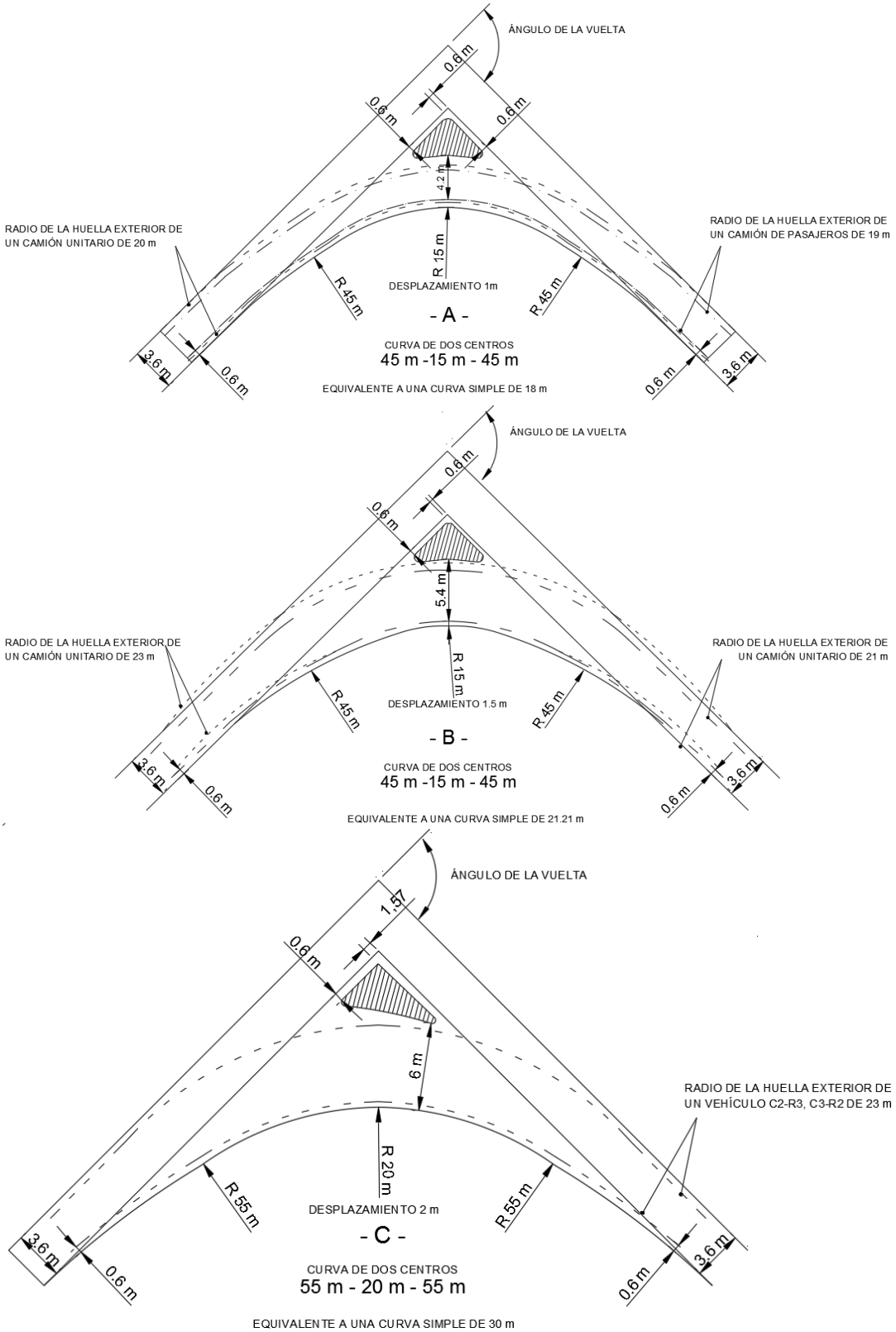


FIGURA VIII.21. Diseños mínimos de carriles para dar vuelta con isletas esquineras en sitios urbanos

Al aumentar el ancho del carril de vuelta a 5.4 m y usando la misma combinación de curvas pero con la curva intermedia desplazada 1.5 m, a partir de las orillas de las tangentes extendidas, se obtiene un arreglo más recomendable, como el mostrado en la Figura VIII.21-B. Este diseño le permite a los camiones unitarios (C2 y C3), usar un radio de giro de 21 m, con holguras adecuadas y hace posible que el vehículo (C2-R2, C2-R3, C3-R2), pueda dar la vuelta con una ligera invasión a los carriles adyacentes de tránsito de frente.

En lugares donde un número significativo de vehículos con semirremolques den vuelta, se puede usar el arreglo mostrado en la Figura VIII.21-C. Este diseño, constituido por una curva mínima de 20 m de radio, desplazamiento de 2 m y curvas terminales de 55 m de radio, generalmente permite que vehículos de proyecto (T2-S2, T2-S3, T3-S2), circulen por un carril para dar vuelta de 6 m de ancho y mejore la operación de los vehículos más pequeños.

En áreas urbanas, la isleta deberá ubicarse a una distancia del orden de 0.6 m fuera de las orillas extendidas de la calzada, como se muestra en las Figuras VIII.21. En carreteras de alta velocidad, el desplazamiento entre los carriles de frente y el paramento de la guarnición, normalmente deberá tener el ancho del acotamiento. En áreas rurales, el uso de isletas en esquina pintadas puede ser factible. Cuando las isletas elevadas en esquina se usan en lugares rurales, deberán tener una guarnición con paramento inclinado. Ver Figuras VIII.17y VIII.18.

Para cada diseño mínimo mostrado en la Figura VIII.21, se recomienda una curva compuesta de tres centros; sin embargo, también se pueden usar curvas asimétricas compuestas o curvas de dos centros, sobre todo donde el diseño prevea la vuelta de camiones. Aunque una curva simple equivalente, de un cierto radio, puede traer como resultado invasiones del vehículo de proyecto en el acotamiento o en la isleta.

E.5.2 Vueltas en Ángulo Oblicuo con Isletas en Esquina

Las dimensiones mínimas de diseño para vueltas en ángulo oblicuo, se determinan de manera similar a las de vueltas en ángulo recto, y los resultados se muestran en la Tabla E.1. El diseño de curvas para la orilla interior de la calzada, el ancho del carril de vuelta y el tamaño de la isleta, se presentan para las tres clasificaciones de diseño descritas en la parte inferior de la Tabla.

Para una intersección en particular, se puede escoger entre los tres diseños mínimos mostrados de acuerdo con el tamaño del vehículo, el volumen de tránsito anticipado y los controles físicos existentes en el sitio.

TABLA VIII.4. Diseños típicos de carriles para dar vuelta

Ángulo de giro (grados)	Clasificación de diseño curva compuesta		Ancho de carril (m)	Tamaño aproximado de isleta (m^2)
	Tres Centros de Radios (m)	Desplazamiento (m)		
75	A 45-23-45	1,0	4,2	5,5
	B 45-23-45	1,5	5,4	5,0
	C 55-28-55	1,0	6,0	5,0
90(a)	A 45-15-45	1,0	4,2	5,0
	B 45-15-45	1,5	5,4	7,5
	C 55-20-55	2,0	6,0	11,5
105	A 36-12-36	0,6	4,5	6,5
	B 30-11-30	1,5	6,6	5,0
	C 55-14-55	2,4	9,0	5,5
120	A 30-9-30	0,8	4,8	11,0
	B 30-9-30	1,5	7,2	8,5
	C 55-12-55	2,5	10,2	20,0
135	A 30-9-30	0,8	4,8	43,0
	B 30-9-30	1,5	7,8	35,0
	C 48-11-48	2,7	10,5	60,0
150	A 30-9-30	0,8	4,8	130,0
	B 30-9-30	2,0	9,0	110,0
	C 48-11-48	2,1	11,4	160,0

(a) Mostrado en la Figura VIII.21.

Notas: La curva compuesta asimétrica de tres centros así como las transiciones rectas con una curva simple también se podrán usar sin alterar significativamente el ancho del carril o de la isleta en esquina. Se recomienda la delineación pintada para isletas de un área menor de 7 m^2.

Clasificación de diseño:

A—Preferentemente automóviles; permite ocasionalmente que camiones unitarios den vuelta con holguras restringidas.

B—Resulta adecuado para vehículos (C2 y C3); permite que ocasionalmente vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2), den vuelta con ligera invasión de los carriles de tránsito adyacentes.

C—Completamente adecuado para vehículos (C2-R2, C2-R3, C3-R2).

En la Tabla VIII.4, no se presentan valores de diseño para ángulos oblicuos de menos de 75 grados. En la práctica, no deberán usarse ángulos de intersección menores de 75 grados.

En la Tabla VIII.4, la orilla interior del arreglo de la calzada correspondiente a la clasificación de diseño B y C, para ángulos de giro comprendidos entre 120 y 150 grados, son los mismos que los mostrados en la Tabla VIII.5, para camiones unitarios y para vehículos tractor-remolque, respectivamente.

TABLA VIII.5. Orilla de calzada para vueltas en intersecciones

Ángulo de giro ~~en~~ (grados)	Vehículo de diseño	Compuesto de 3 centros		Compuesto de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrico (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrico (m)
30	Ap	-	-	-	-
	C2 y C3	-	-	-	-
	C2 – R2	-	-	-	-
	C2 – R3 y C3 – R2	-	-	-	-
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	-	-	-	-
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	140 – 53 – 140	1,2	91 – 53 -168	0,6 – 1,5
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	67 – 24 – 67	1,4	61 – 24 - 91	0,8 – 1,4
	T3-S2-R4	168 – 76 – 168	1,5	76 – 61 - 198	0,5 – 2,1
45	Ap	-	-	-	-
	C2 y C3	-	-	-	-
	C2 – R2	-	-	-	-
	C2 – R3 y C3 – R2	60 – 30 – 60	1,0	-	-
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	140 – 72 – 140	0,6	36 – 45 – 150	1,0 – 2,6
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	140 – 53 – 140	1,2	76 – 38 – 183	0,3 – 1,8
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 24 – 76	1,4	61 – 24 – 91	0,8 – 1,7
	T3-S2-R4	168 – 61 – 168	1,5	61 – 52 – 198	0,5 – 2,1
60	Ap	-	-	-	-
	C2 y C3	-	-	-	-
	C2 – R2	-	-	-	-
	C2 – R3 y C3 – R2	60 – 23 – 60	1,7	60 – 23 – 84	0,6 – 2,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	120 – 30 – 120	4,5	34 – 30 – 67	3,0 – 3,7
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	120 – 30 – 120	2,4	76 – 83 – 183	0,3 – 1,8
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 24 – 76	1,4	61 – 24 – 91	0,6 – 1,7
	T3-S2-R4	198 – 46 – 198	1,7	61 – 43 – 183	0,5 – 2,4
75	Ap	30 – 8 – 30	0,6	-	-
	C2 y C3	36 – 14 – 36	0,6	-	-
	C2 – R2	36 – 14 – 36	1,5	36 – 14 – 60	6,0 – 2,0
	C2 – R3 y C3 – R2	45 – 15 – 45	2,0	45 – 15 – 69	0,6 – 3,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	134 – 23 - 134	4,5	43 – 30 – 165	1,5 – 3,6
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	128 – 23 – 128	3,0	61 – 24 – 183	0,3 – 0,3
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 24 – 76	1,4	30 – 24 – 91	0,5 – 1,5
	T3-S2-R4	213 – 38 – 213	2,0	46 – 34 – 168	0,5 – 3,5

Ángulo de giro ~~en~~ (grados)	Vehículo de diseño	Compuesto de 3 centros		Compuesto de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrico (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrico (m)
90	Ap	30 – 6 – 30	0,8	-	-
	C2 y C3	36 – 12 – 36	0,6	-	-
	C2 – R2	36 – 12 – 36	1,5	36 – 12 – 30	0,6 – 2,0
	C2 – R3 y C3 – R2	55 – 18 – 55	2,0	36 – 12 – 30	0,6 – 3,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	120 – 21 – 120	3,0	48 – 21 – 110	2,0 – 3,0
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	134 – 20 – 134	3,0	61 – 21 – 91	0,3 – 3,4
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 21 – 76	1,4	61 – 21 – 183	0,3 – 1,5
	T3-S2-R4	213 – 34 – 213	2,0	30 – 29 – 168	0,6 – 3,5
105	Ap	30 – 6 – 30	0,8	-	-
	C2 y C3	30 – 11 – 30	1,0	-	-
	C2 – R2	30 – 11 – 30	1,5	36 – 17 – 30	0,6 – 2,5
	C2 – R3 y C3 – R2	55 – 14 – 55	2,5	45 – 12 – 64	0,6 – 3,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	160 – 15 – 160	4,5	110 – 23 – 180	1,2 – 3,2
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	152 – 15 – 152	4,0	61 – 20 – 183	0,3 – 3,4
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	1,5	30 – 18 – 91	0,5 – 1,8
	T3-S2-R4	213 – 29 – 213	2,4	46 – 24 – 152	0,9 – 4,6
120	Ap	30 – 6 – 30	0,6	-	-
	C2 y C3	36 – 9 – 36	1,0	-	-
	C2 – R2	36 – 9 – 36	2,0	30 – 9 – 55	0,6 – 2,7
	C2 – R3 y C3 – R2	55 – 12 – 55	2,6	45 – 11 – 67	0,6 – 3,6
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	160 – 21 – 160	3,0	24 – 17 – 160	5,2 – 7,3
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	168 – 14 – 168	4,6	61 – 18 – 183	0,6 – 3,8
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	1,5	30 – 24 – 91	0,5 – 1,8
	T3-S2-R4	213 – 26 – 213	2,7	46 – 21 – 152	2,0 – 5,3
135	Ap	30 – 6 – 30	0,5	-	-
	C2 y C3	30 – 9 – 30	1,2	-	-
	C2 – R2	30 – 9 – 36	2,0	30 – 8 – 55	1,0 – 4,0
	C2 – R3 y C3 – R2	48 – 11 – 48	2,7	40 – 9 – 56	1,0 – 4,3
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	180 – 18 – 180	3,6	30 – 18 – 195	2,1 – 4,3
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	168 – 14 – 168	5,0	61 – 18 – 183	0,6 – 3,8
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	1,7	30 – 18 – 91	0,8 – 2,0
	T3-S2-R4	213 – 21 – 213	3,8	46 – 20 – 152	2,1 – 5,6

Ángulo de giro ~~en~~ (grados)	Vehículo de diseño	Compuesto de 3 centros		Compuesto de 3 centros	
		Radio de curvatura (m)	Desviación simétrico (m)	Radio de curvatura (m)	Desviación simétrico (m)
150	Ap	23 – 6 – 23	0,6	-	-
	C2 y C3	30 – 9 – 30	1,2	-	-
	C2 – R2	30 – 9 – 30	2,0	28 – 8 – 48	0,3 – 3,6
	C2 – R3 y C3 – R2	48 – 11 – 48	2,1	36 – 9 – 45	1,0 – 4,3
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	145 – 17 – 145	4,5	43 – 18 – 170	2,4 – 3,0
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	168 – 14 – 168	5,8	61 – 17 – 183	2,0 – 5,0
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 18 – 76	2,1	30 – 18 – 91	1,5 – 2,4
	T3-S2-R4	213 – 20 – 213	4,6	61 – 20 – 152	2,7 – 5,6
180	Ap	15 – 5 – 15	0,2	-	-
	C2 y C3	30 – 9 – 30	0,5	-	-
	C2 – R2	30 – 6 – 30	3,0	26 – 6 – 45	2,0 – 4,0
	C2 – R3 y C3 – R2	48 – 8 – 48	3,0	30 – 8 – 55	2,0 – 4,0
	C3-R3, T2-S1 y T2-S2	245 – 14 – 245	6,0	30 – 17 – 275	4,5 – 4,5
	T3-S2, T3-S3, T3-S3-S2, T3-S3-S2, T2-S1-R2 y T3-S1-R2	183 – 14 – 183	6,2	30 – 17 – 122	1,8 – 4,6
	T3-S2-R2 y T3-S2-R3	76 – 17 – 76	2,9	30 – 17 – 91	2,6 – 3,2
	T3-S2-R4	213 – 17 – 213	6,1	61 –18 – 252	3,0 – 6,4

E.5.3 Carriles de Flujo Libre para dar Vuelta en Intersecciones

Una parte importante del diseño en ciertas intersecciones es el alineamiento del flujo libre para vueltas a la derecha. Se podrá obtener una operación fácil cuando el carril de flujo libre para dar vuelta a la derecha, sea a base de curvas compuestas, precedidas por un carril de deceleración, como se indica en las Figuras VIII.22-B y VIII.22-C. La forma y longitud de estas curvas deberán ser tales que: (1) les permitan a los conductores evitar una deceleración brusca, (2) permitan el desarrollo de cierta sobreelevación antes de la curvatura máxima; y (3) permitan a los vehículos seguir trayectorias naturales para dar vuelta.

La velocidad de diseño de un carril de flujo libre para dar vueltas a la derecha puede variar entre el extremo de los carriles de deceleración y el tramo central. La velocidad de diseño del carril para dar vuelta puede ser igual, o posiblemente menor entre 20 y 30 km/h que la velocidad de diseño para los carriles de frente. Los carriles para dar vuelta en intersecciones deberán usar las velocidades de diseño del rango superior, siempre que sea posible, aunque las velocidades del rango intermedio se podrán aplicar en situaciones restringidas.

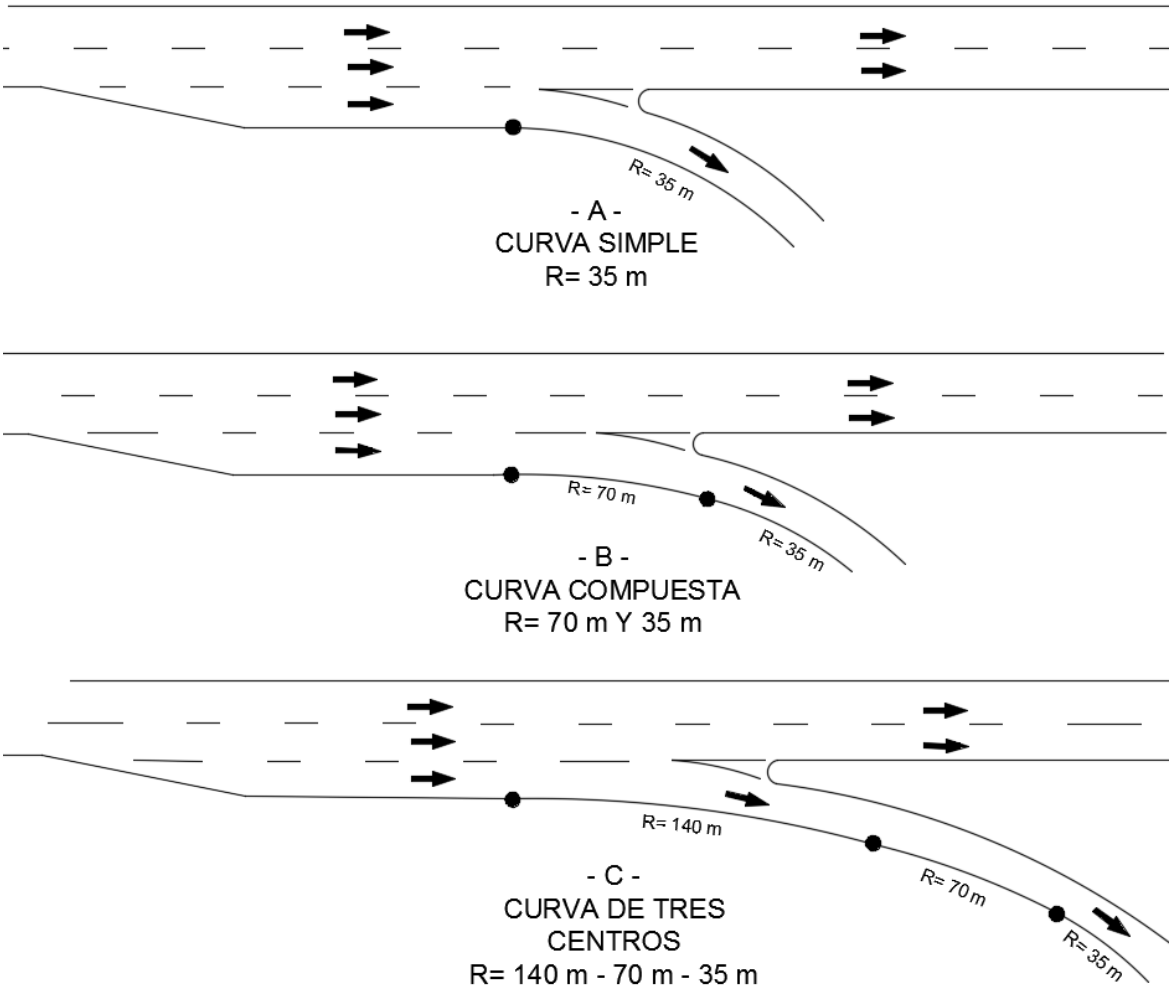


FIGURA VIII.22. Uso de curvas simples y compuestas en carriles de flujo libre para dar vuelta

E.5.4 Sobreelevación de los Carriles para dar Vuelta en Intersecciones

Los criterios generales que controlan los valores máximos de la sobreelevación en tramos carreteros convencionales, también se aplican a curvas en intersecciones. La sobreelevación máxima en intersecciones es de 10%, se podrá usar donde las condiciones climáticas resulten favorables. Sin embargo, donde prevalezcan condiciones de nieve y de hielo la sobreelevación máxima será de 8%. La Tabla VIII.5. muestra una serie de valores de sobreelevación sugeridos en relación con la velocidad de proyecto y el radio de la curva considerada. En general, se utilizan valores medios o valores en el tercio superior de cada rango de la Tabla VIII.5. La sobreelevación de 0.02 se considera un valor práctico mínimo para un drenaje transversal efectivo.

TABLA VIII.5. Rangos de sobreelevación para curvas en intersecciones

Radio (m)	Grado de Curvatura	Rango de Sobreelevación en Curvas de Intersección con Velocidad de Proyecto (km/h) de:					
		25	30	40	50	60	65
15	75,1	0,02-0,10	-	-	-	-	-
27	41,8	0,02-0,07	0,02-0,10	-	-	-	-
46	25,0	0,02-0,05	0,02-0,08	0,04-0,10	-	-	-
70	16,3	0,02-0,04	0,02-0,06	0,03-0,08	0,06-0,10	-	-
95	12,1	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,06	0,05-0,09	0,08-0,10	-
131	8,7	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,05	0,04-0,07	0,06-0,09	0,09 - 0,10
183	6,3	0,02	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,05	0,05-0,07	0,07 - 0,09
305	3,8	0,02	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05	0,05-0,06
457	2,5	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05
610	1,9	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04
914	1,3	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02 - 0,03

Nota: Preferentemente use una sobreelevación que sea la mitad del rango superior indicado. En áreas donde la nieve o el hielo sean frecuentes, use una sobreelevación máxima de 0.08.

En el proyecto de intersecciones, el flujo libre de carriles para dar vuelta, es frecuentemente de radios y longitudes limitados. Cuando la velocidad no se vea afectada por otros vehículos, los conductores en los carriles para dar vuelta en curvas cerradas, aceptan operar con una fricción lateral mayor que en curvas de carreteras abiertas de los mismos radios. Para diseñar una operación segura los factores que presidirán son los periodos de volúmenes de tránsito ligero y sus velocidades correspondientes.

Los diseños con curvas compuestas, espirales, o ambas, permiten un desarrollo recomendable de la sobreelevación.

La dificultad de alcanzar la sobreelevación, sin tener un cambio abrupto de la pendiente transversal en las terminales de carriles para dar vuelta sobre todo en las curvas cerradas y en longitudes cortas del carril para dar vuelta, con frecuencia impide el desarrollo de una sobreelevación suficiente. Los cambios abruptos en la pendiente transversal afectan negativamente la estabilidad de camiones y de otros vehículos con su centro de gravedad alto.

E.5.5 Longitud de Transición de la Sobreelevación

El diseño de la longitud de transición de la sobreelevación de carreteras abiertas, se aplica a los carriles de flujo libre para dar vuelta en intersecciones. En general, la sobreelevación de cambio en la pendiente transversal del tramo de transición, deberá basarse en los gradientes relativos máximos (Δ). Los gradientes relativos efectivos

máximos que se pueden usar para un rango de anchos de carriles para dar vuelta se presentan en la Tabla VIII.6.

En general, se establece primero el perfil de una de las orillas de la calzada, mientras que el perfil de la otra orilla se prepara bajando o subiendo la primera orilla a la magnitud esperada de la sobreelevación en ese lugar. Este paso se logra trazando unos cuantos puntos de control en la segunda orilla, mediante el uso de los gradientes relativos efectivos máximos indicados en la Tabla VIII.6, y luego dibujando un perfil suave para la segunda orilla de la calzada. El drenaje debe tener un control adicional, sobre todo para vías con guarniciones.

TABLA VIII.6. Gradientes relativos efectivos máximos

Velocidad de proyecto (km/h)	Gradiente relativo efectivo máximo de la curva (%)		
	Ancho de giro (m)		
	3,6 m	5,4 m	7,2 m
20	0,80	0,96	1,00
30	0,75	0,90	1,00
40	0,70	0,84	0,93
50	0,65	0,78	0,87
60	0,60	0,72	0,80
70	0,55	0,66	0,73
80	0,50	0,60	0,67
90	0,47	0,57	0,63
100	0,44	0,53	0,59
110	0,41	0,49	0,55
120	0,38	0,46	0,51
130	0,35	0,42	0,47

Nota: Los gradientes para velocidades de 80 km/h y mayores son aplicables a carriles para dar vuelta en cruces a desnivel (es decir, rampas).

E.5.6 Desarrollo de la Sobreelevación en Salidas de Carriles para dar Vuelta

La sobreelevación acorde con la curvatura y la velocidad, rara vez es práctica en terminales en ¿salidas? donde:

(1) una curva abierta de intersección, se convierte en algo más que un ensanchamiento de la calzada;

(2) es aconsejable retener la pendiente transversal de la calzada;

(3) existe un límite práctico para la diferencia entre la pendiente transversal de la calzada y la correspondiente a la curva de la intersección.

Una diferencia demasiado grande en la pendiente transversal, puede hacer que los vehículos que cruzan la línea del vértice superior al centro de la calzada, se balanceen lateralmente. Cuando los vehículos, sobre todo los camiones de carrocería alta, cruzan el vértice superior al centro de la calzada a velocidades que no sean las lentas y a un ángulo de entre 10 y 40 grados, el impulso del vehículo puede dificultar el control del mismo.

Procedimiento General

Para el proyecto de una carretera, los carriles de tránsito de frente se consideran como fijos en perfil y pendiente transversal. A medida que la curva de salida diverge de la calzada de frente, la orilla curva (o tangente) de la sección ampliada, sólo podrá variar en elevación a partir de la orilla del carril de frente.

Un poco más allá del punto donde el ancho total del carril para dar vuelta se alcance, se inicia la nariz de entrada de la isleta, que separa a las dos calzadas. Donde la curva de salida es relativamente cerrada y sin ensanchamiento ni transición, antes de la nariz se puede desarrollar un poco de sobreelevación, dentro de la distancia corta disponible. Más allá de la nariz, es normal alcanzar una sobreelevación importante, dependiendo de la longitud de la curva del carril para dar vuelta. Cuando esta curva se desvía gradualmente de la calzada, se puede llevar a cabo un tratamiento recomendable de la sobreelevación.

La Figura VIII.23 muestra varias secciones que ilustran el método recomendable para desarrollar la sobreelevación de curvas en las salidas de carreteras, a partir de un tramo en tangente. En la sección B-B, se puede notar que la curva de salida empieza a ser más inclinada que la pendiente transversal del carril de la derecha de la carretera principal.

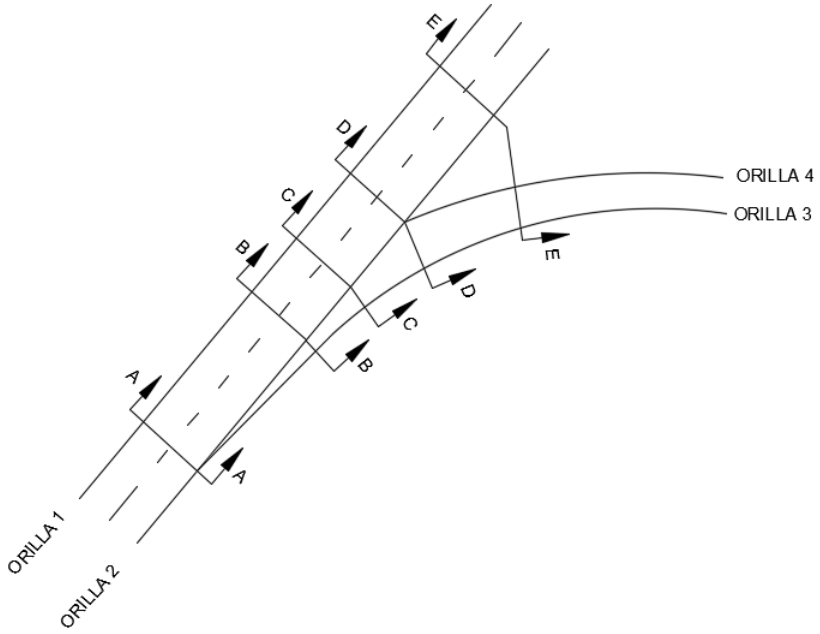
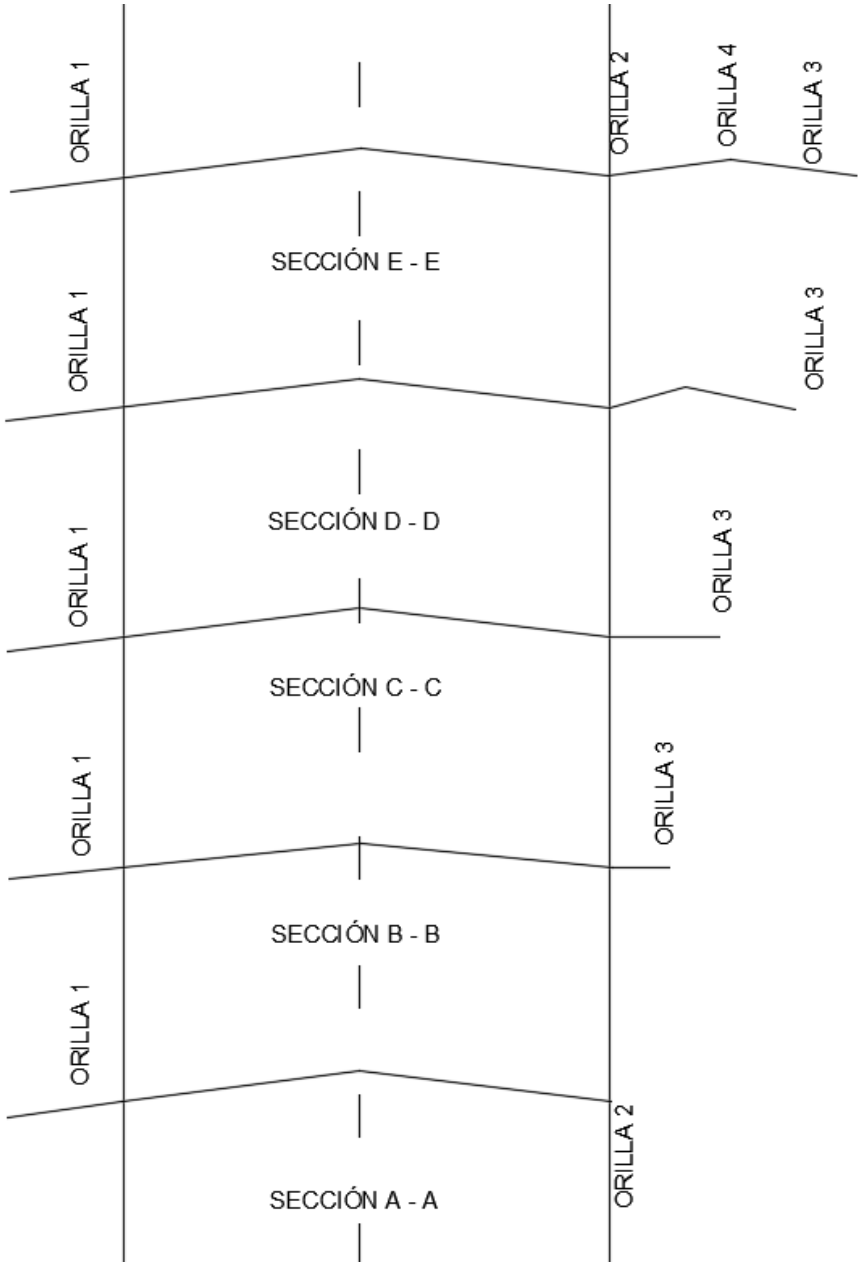


FIGURA VIII.23. Desarrollo de la sobreelevación de salidas de carreteras



La Figura VIII.24, ilustra el caso en que las vías que se bifurcan, la carretera principal y el ramal, corresponden a curvas de dirección opuesta. Los criterios anteriores, también son aplicables a ramales de entrada, con la particularidad de que, en este caso, la sobreelevación del ramal terminará en las inmediaciones de la sección B-B.

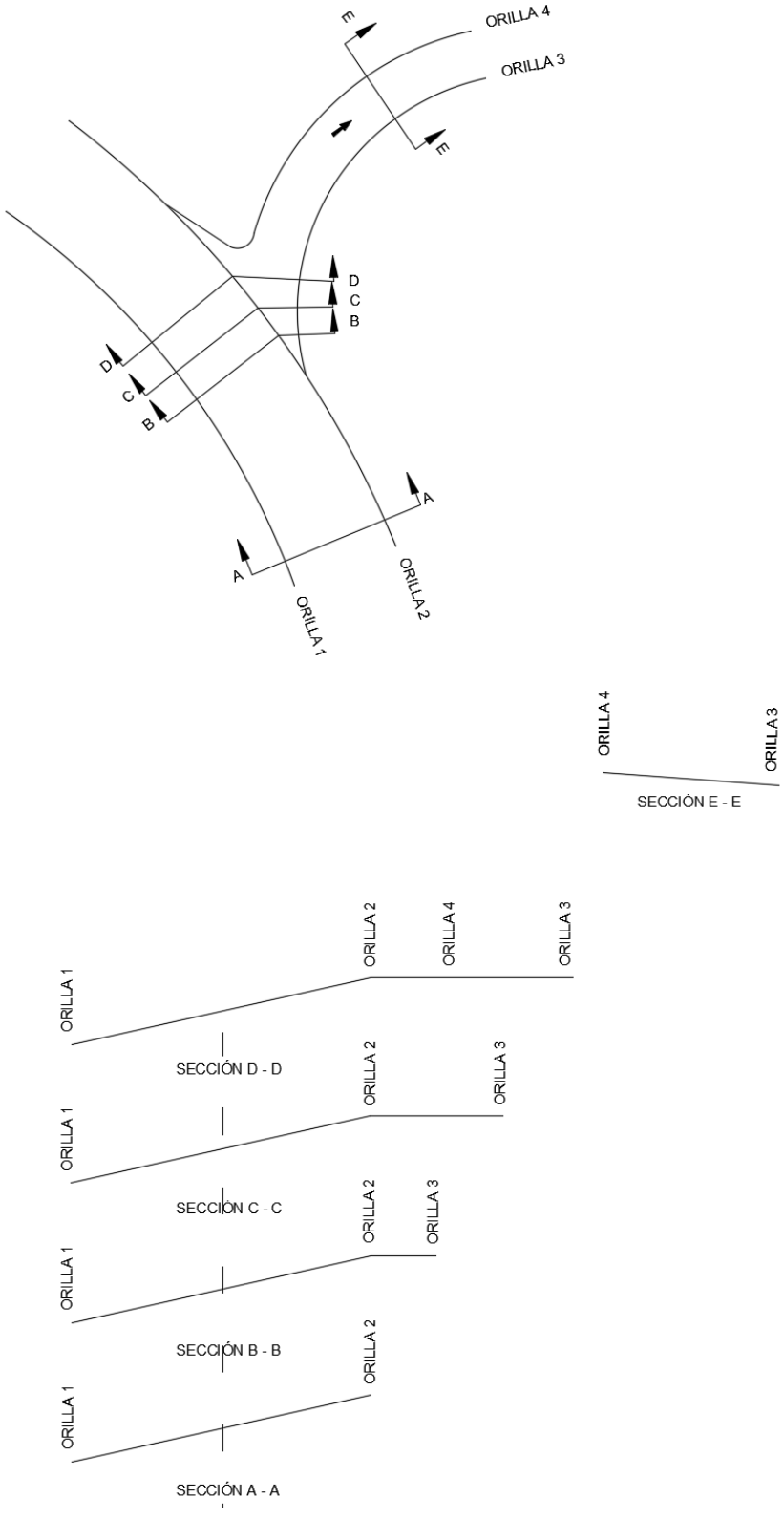


FIGURA VIII.24. Desarrollo de la sobreelevación de salidas de carreteras

Al inicio del ramal donde el pavimento de ésta y el de la carretera principal todavía no se separan, pero ya tienen pendientes diferentes, el quiebre o diferencia algebraica de dichas pendientes, no excederá los valores sugeridos en la Tabla VIII.7., para diferentes velocidades de proyecto en el ramal de salida o de entrada.

TABLA VIII.7. Diferencia algebraica máxima de pendiente transversal entre los pavimentos del ramal y de la carretera

Velocidad de Proyecto en la Curva de Salida o Entrada (km/h)	Diferencia Algebraica Máxima de Pendiente Transversal entre los Pavimentos del Ramal y de la Carretera (%)
30 y menor	5,0 a 8,0
40 y 50	5,0 a 6,0
60 y mayor	4,0 a 5,0

E.6. ABERTURAS DE FAJA SEPARADORA CENTRAL

Cuando las condiciones de una intersección: ancho, ubicación y longitud de la abertura y el diseño de la terminación de la faja separadora central, se han desarrollado en combinación para adecuar las características y el volumen del tránsito que sigue de frente y que da vuelta; las aberturas de la faja separadora central deben reflejar la distancia y el tipo de control de acceso que tenga la carretera. Además, la abertura completa de la faja separadora central será coherente con los criterios de separación de señales de tránsito. En algunas situaciones, las aberturas de la faja separadora central deberían eliminarse o ser direccionadas.

El espaciado de las aberturas de la faja separadora central debe ser congruente con la clasificación o los criterios de control de accesos. Una abertura de la faja separadora central sencilla y de menor costo puede ser suficiente, cuando el patrón de tránsito en una intersección muestra que casi todo el flujo vehicular que circula a través del camino principal dividido está por debajo de la capacidad vial. Este tipo de abertura permite hacer movimientos de cruce y de vuelta a los vehículos, pero al hacerlo pueden invadir los carriles adyacentes y generalmente no tendrá un espacio para proteger al resto del tránsito.

Cuando un patrón de tránsito muestra movimientos importantes de cruce y vuelta, a través del tránsito de alta velocidad y volumen, la forma y el ancho de la abertura de la faja separadora central debe prever que los movimientos de vuelta se hagan sin invadir los carriles adyacentes y con poca o ninguna interferencia entre el cruce y la vuelta.

El proyecto de una abertura de la faja separadora central y su terminación, se fundamenta en el volumen de tránsito, la composición vehicular de todos los movimientos que se producen de forma simultánea durante las horas pico y las características de la zona urbana/rural.

El diseño de una abertura de la faja separadora central está en función del volumen de tránsito, del vehículo de proyecto en cada movimiento de cruce y vuelta, si los vehículos más grandes pueden realizar sus giros sin obstruir los carriles adyacentes y finalmente, la comprobación de la capacidad vial en la intersección.

Si la capacidad vial es superada por la demanda de tránsito, se mejora mediante el incremento de carriles para realizar ciertos movimientos.

Los dispositivos de control de tránsito tales como señales de incorporación, de ALTO o semáforos, son necesarios para regular ciertos movimientos de manera efectiva y mejorar la eficiencia de las operaciones. Sin embargo, debe tenerse presente que el ancho de la faja separadora central puede conducir a una ineficiente operación del tránsito.

E.6.1 Radios de control para trayectorias de giro mínimas

Un factor importante en el diseño de aberturas de la faja separadora central es que el vehículo de proyecto realice un giro mínimo a la izquierda de 15 a 25 km/h. Cuando el volumen y el tipo de vehículos que realizan el movimiento de giro a la izquierda requieren algo más que la velocidad mínima, el proyecto se hace utilizando un radio de giro correspondiente a la velocidad que se considere apropiada. Sin embargo, la trayectoria mínima de giro a baja velocidad, es necesaria para:

a) El diseño mínimo.

b) Probar diseños desarrollados por un vehículo de proyecto.

c) El uso ocasional de un vehículo de mayores dimensiones.

Las diferencias entre los radios mínimos de giro de vueltas a la izquierda y los de vuelta a la derecha, son pequeños y no son significativos en el proyecto de la carretera. Una trayectoria de vuelta izquierda de 90° mínima para los vehículos de proyecto, se muestra en la Figura VIII.25. La VIII.25-A, señala las trayectorias posicionadas, tal como regirían el diseño de la terminación de la faja separadora central para vehículos que salen de una carretera dividida. En tanto que la VIII.25-B indica las trayectorias proyectadas de giros a la izquierda para entrar a una carretera dividida. En ambos casos se asume que la rueda interna de cada vehículo de proyecto está separada del centro del camino secundario y del borde de la faja separadora central de la carretera en 0.5 m al comienzo y al final del giro.

A manera de comparación, también se aprecian arcos circulares de radios de 12, 15 y 23 m y tangentes al eje de vía transversal, así como el borde de la faja separadora central. La transición de las ruedas internas traseras es larga, en particular al completar el giro los vehículos articulados con semirremolque. Cuando el control del arco circular es más agudo que las trayectorias de transición larga, los conductores pueden, y habitualmente lo hacen, realizar una vuelta amplia y girar a la inversa o en una trayectoria de curva en “S”, en vez de girar directamente a través de las trayectorias mínimas representadas.

Los bordes de la calzada recorridos que más se ajusten a las trayectorias de los vehículos que giran son de transición, sin embargo, para curvas cerradas en las intersecciones, los diseños que quedan mejor para estas trayectorias son curvas de tres centros. Las mismas curvas son aplicables para giros a la izquierda y se utilizan cuando exista un borde físico en la calzada para girar a la izquierda, así como una intersección canalizada y rampas para la carretera principal.

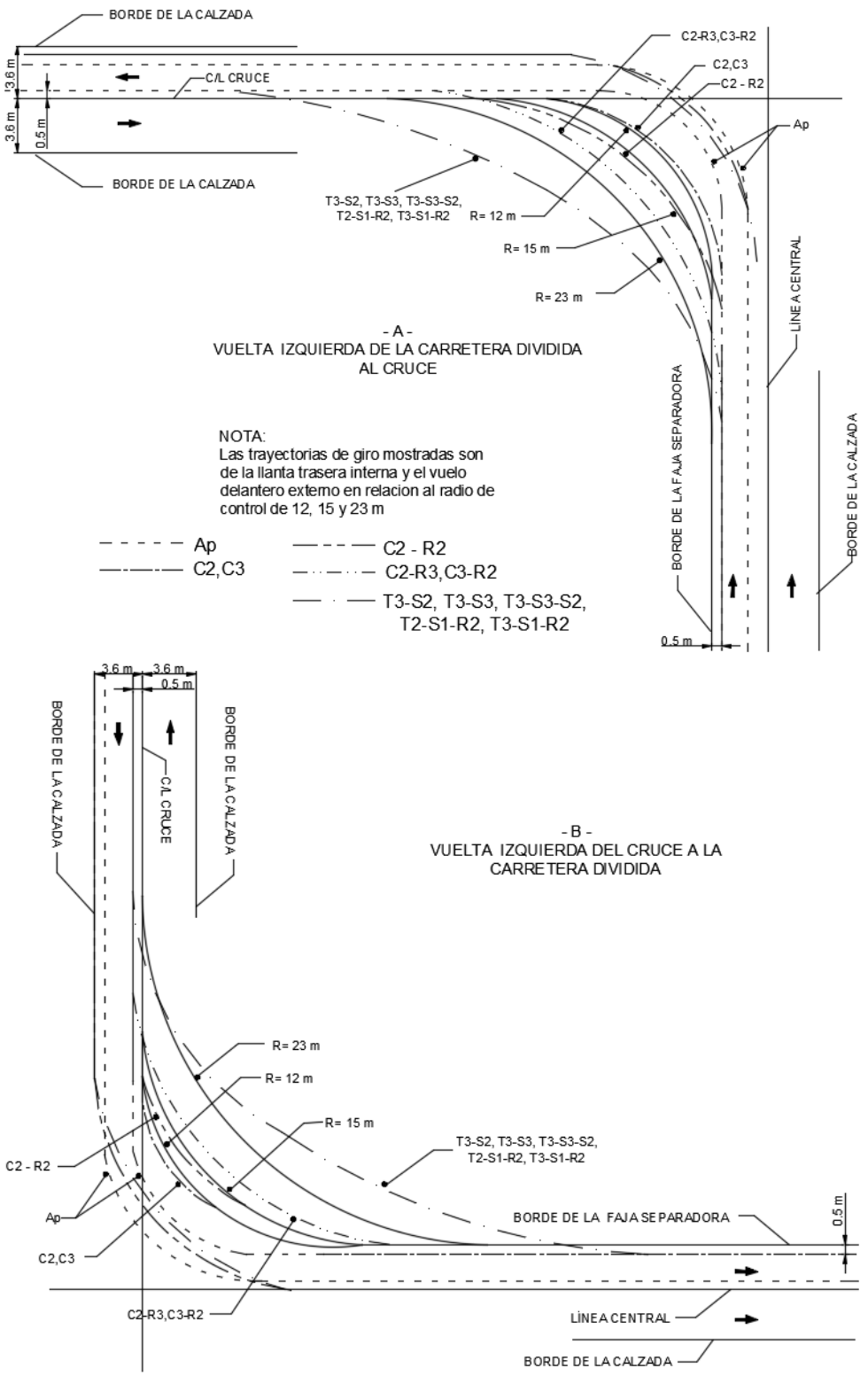


FIGURA VIII.25. Radios de control para vueltas izquierdas en intersecciones a 90°

(C2-R3 Y C3-R2), (C2-R2), (T-S-R) (C2 Y C3) (Ap),

Es común que una intersección en una carretera dividida no tenga un borde físico continuo que delimite la trayectoria de la vuelta izquierda, en su lugar, el conductor dispone de guías al inicio y al final de su maniobra de vuelta izquierda a partir de:

(1) La línea central de un cruce no dividido o del borde de la faja separadora central en un cruce de caminos divididos.

(2) La terminación de la faja separadora central en curva.

Para la parte central de la curva, el conductor tiene el área de la intersección abierta para que pueda maniobrar. En estas condiciones de diseño mínimo para la terminación de la faja separadora central, la precisión de las curvas compuestas no parece necesaria y se ha encontrado satisfactorio el uso de curvas simples.

Cuanto mayor sea el radio de curva simple, mejor se protege el vehículo de proyecto elegido, pero se creará una mayor longitud en la abertura de la faja separadora central y zona pavimentada, que con el uso de un radio mínimo.

Al considerar el rango de radios mínimos para los giros a la izquierda y la necesidad de alojar a más de un tipo de vehículo en las intersecciones, los siguientes radios de control se pueden utilizar para el diseño práctico y mínimo de terminaciones de la faja separadora central:

- Un radio de control de 12 m para alojar a vehículos tipo AP y en ocasiones a algunos vehículos (C2 y C3) con cierta previsión para el coleo.
- Un radio de 15 m para recibir vehículos (C2 y C3) y ocasionalmente vehículos (C2-R3), con algún ancho de coleo.
- Un radio de 23 m para acomodar vehículos (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2), con un menor ancho de coleo al final de la vuelta.

Estos radios se muestran en la Tabla VIII.8 y en las Figuras VIII.26 a VIII.29, indican la disposición de un espacio en la faja separadora central, para que los vehículos que giran lo realicen a través del tránsito.

TABLA VIII.8. Diseño mínimo de aberturas de la faja separadora central para diferentes tipos de vehículos de proyecto

VEHÍCULO DE PROYECTO "Ap", RADIO DE CONTROL DE 12 M			VEHÍCULOS DE PROYECTO (C2 y C3), RADIO DE CONTROL DE 15 M			VEHÍCULO DE PROYECTO C2-R2, RADIO DE CONTROL DE 23 M		
Faja separadora "M" (m)	Longitud mínima de abertura de la faja separadora "L" (m)		Faja separadora "M" (m)	Longitud mínima de abertura de la faja separadora "L" (m)		Faja separadora "M" (m)	Longitud mínima de abertura de la faja separadora "L" (m)	
	Semicircular	Punta de Bala		Semicircular	Punta de Bala		Semicircular	Punta de Bala
1,2	22,8	22,8	1,2	28,8	28,8	1,2	43,8	36,6
1,8	22,2	18,0	1,8	28,2	22,8	1,8	43,2	34,5
2,4	21,6	15,9	2,4	27,6	20,4	2,4	42,6	33,0
3,0	21,0	14,1	3,0	27,0	18,6	3,0	42,0	31,5
3,6	20,4	12,9	3,6	26,4	17,4	3,6	41,4	30,0
4,2	19,8	12,0 min	4,2	25,8	15,9	4,2	40,8	28,8
4,8	19,2	12,0 min	4,8	25,2	15,0	4,8	40,2	27,6
6,0	18,0	12,0 min	6,0	24,0	13,2	6,0	39,0	25,5
7,2	16,8	12,0 min	7,2	22,8	12,0 min	7,2	37,8	23,4
8,4	15,6	12,0 min	8,4	21,6	12,0 min	8,4	36,6	21,9
9,6	14,4	12,0 min	9,6	20,4	12,0 min	9,6	35,4	20,1
10,8	13,2	12,0 min	10,8	19,2	12,0 min	10,8	34,2	18,6
12,0	12,0 min	12,0 min	12,0	18,0	12,0 min	12,0	30,0	17,1
15,0	12,0 min	12,0 min	15,0	15,0	12,0 min	18,0	27,0	12,0 min
18,0	12,0 min	12,0 min	18,0	12,0 min	12,0 min	24,0	21,0	12,0 min
-	-	-	21,0	12,0 min	12,0 min	30,0	15,0	12,0 min
-	-	-	-	-	-	33,0	12,0 min	12,0 min
-	-	-	-	-	-	36,0	12,0 min	12,0 min

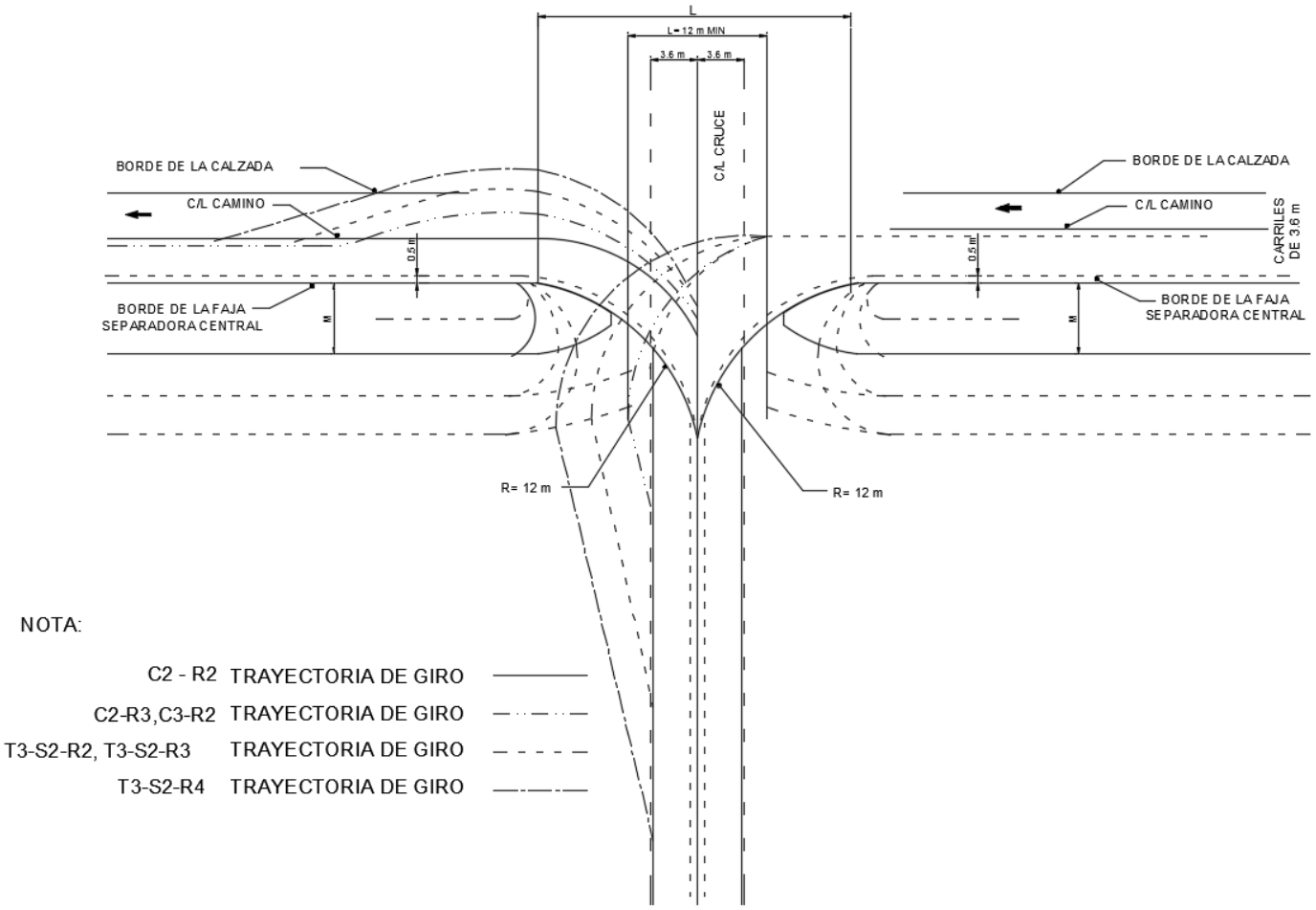
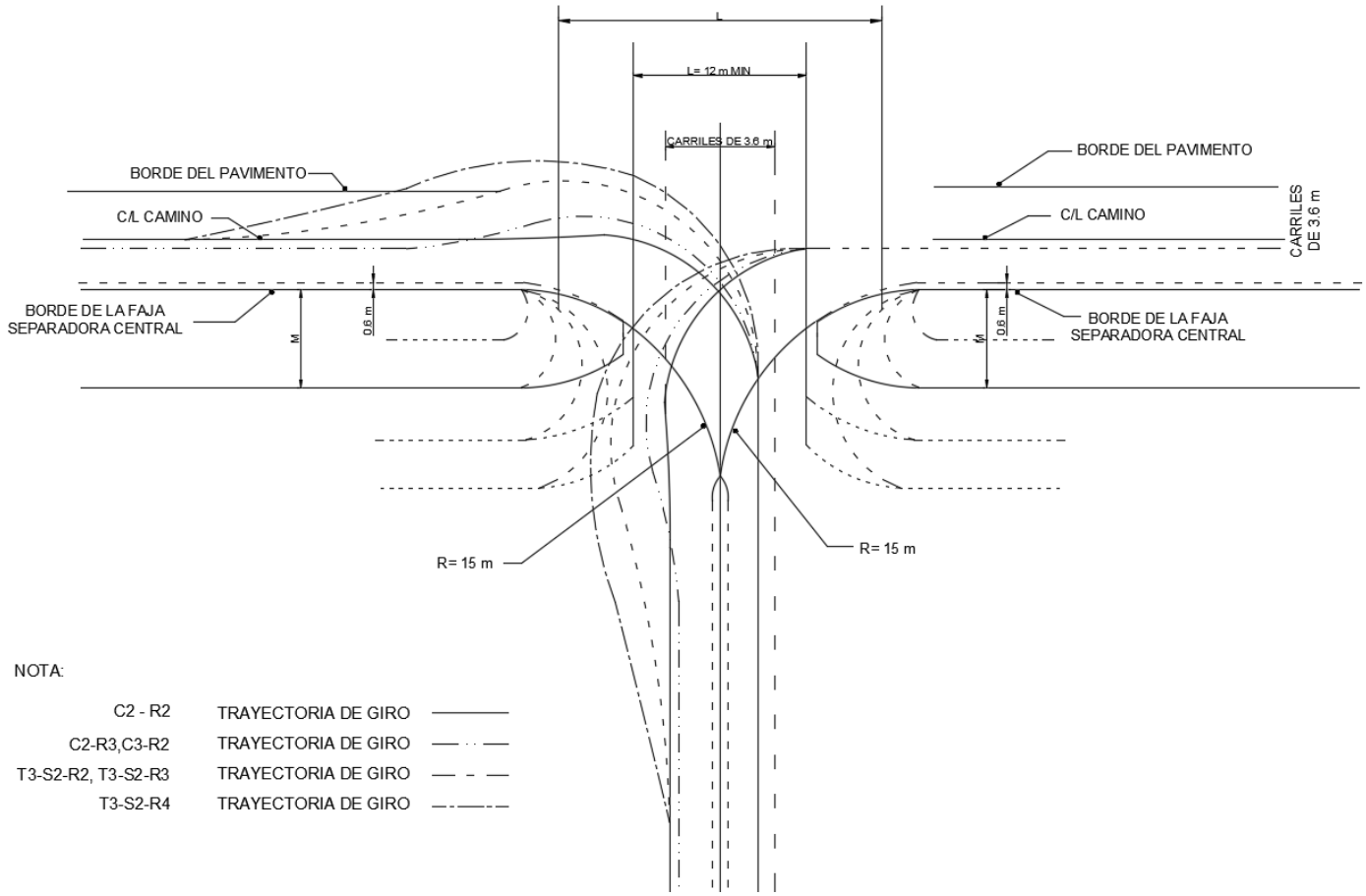


FIGURA VIII.26. Diseño mínimo de aberturas de la faja separadora central (vehículo de proyecto ap, radio de control de 12 m)

FIGURA VIII.27. Diseño de aberturas mínimas de la faja separadora central (para vehículos de proyecto C2 y C3, radio de control de 15 m)



NOTA:

C2 - R2	TRAYECTORIA DE GIRO	———
C2-R3,C3-R2	TRAYECTORIA DE GIRO	— · · —
T3-S2-R2, T3-S2-R3	TRAYECTORIA DE GIRO	— – —
T3-S2-R4	TRAYECTORIA DE GIRO	—·——·—

FIGURA VIII.28. Diseño de aberturas mínimas de la faja separadora central (vehículo de proyecto C2-R2, radio de control de 23 m)

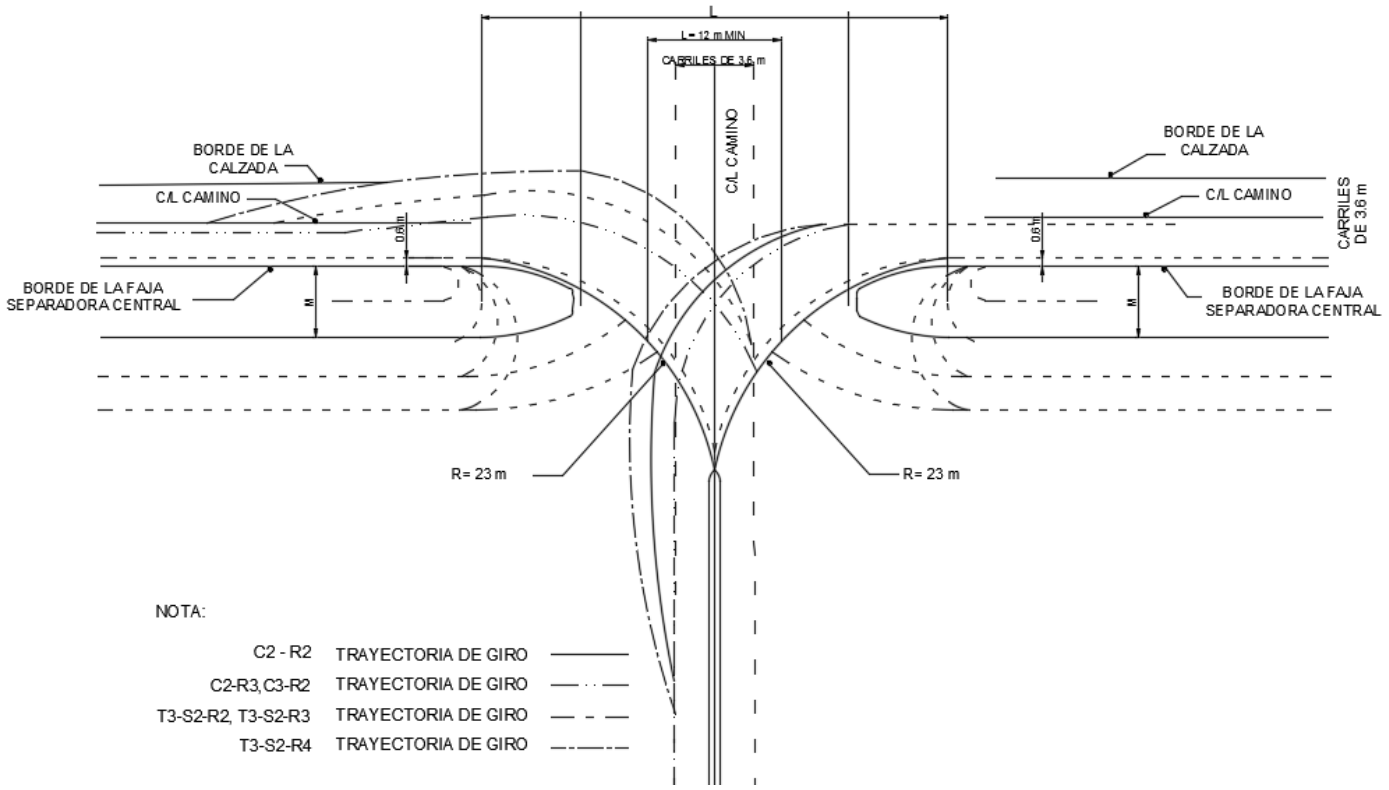
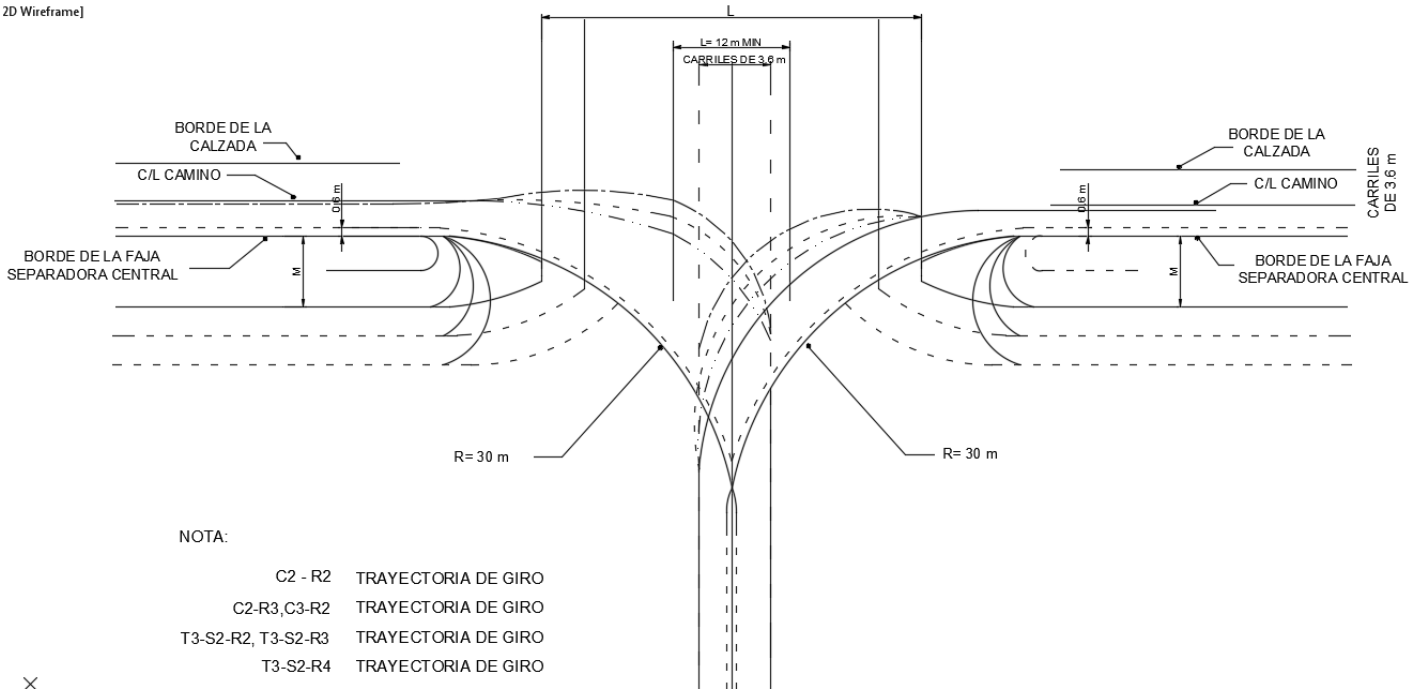


FIGURA VIII.29. Diseños de apertura mínima en la faja separadora central (vehículo de proyecto C2-R2, radio de control de 30 m)



E.6.2 Forma de la terminación de la faja separadora central

Una forma de la terminación de la faja separadora central es un semicírculo, el cual, es un diseño simple que es satisfactorio para fajas angostas. Sin embargo, existen varias desventajas de las terminaciones semicirculares para las fajas separadoras con anchos superiores a los 3.0 m y para ello se utilizan las formas de “punta de bala”, con una semicircular al final.

El diseño de la nariz de la “punta de bala”, se ajusta mejor a la trayectoria de la rueda trasera interna y con menor pavimento en la intersección y una longitud menor en la abertura que con una curva semicircular.

Estas ventajas son adecuadas para que el vehículo canalizado tenga mejor guía para la maniobra de giro a la izquierda y la punta alargada de la faja separadora central funcione como refugio para los peatones que crucen por la carretera dividida.

La punta de nariz de bala permite dar vuelta a la izquierda a los vehículos que giran hacia o desde la línea central del cruce, mientras que en el caso de la curva semicircular, tienden a dirigirse a la izquierda fuera de la circulación en el carril opuesto de la intersección.

E.6.3 Longitud mínima de la abertura en la faja separadora central

Para intersecciones de tres o cuatro ramas en una carretera dividida, la longitud de la abertura de la faja separadora central, es tan grande como el ancho del cruce de la calzada transversal, más los acotamientos y faja central y laterales (en su caso).

E.6.4 Aberturas de la faja separadora central de acuerdo con los radios de control para los vehículos de proyecto

- Vehículos ligeros (AP)

La Figura VIII.26, muestra los diseños de la abertura mínima de la faja separadora central de acuerdo con un radio de control de 12 m, para una intersección de 90°. El radio de control se realiza tangente al borde superior de la faja separadora central y a la línea central del cruce sin división; por lo tanto, la localización de la terminación de la faja separadora central, ya sea por la curva semicircular o la parte formada por la punta de bala La longitud resultante de la abertura varía con el ancho de la faja separadora central, como se observa en la Tabla E.F en la Figura VIII.26. Para cada uno de los anchos de faja separadora central indicados, la canalización y las diferencias de área entre la curva semicircular y la punta de bala de nariz son evidentes.

El radio de control de 12 m, aloja a vehículos de proyecto Ap realizando los giros un poco superiores al mínimo; la trayectoria real se presenta en la Figura E.11.

En la Figura VIII.26se indican las trayectorias para los vehículos de proyecto (C2-R2, C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2), que realizan vueltas izquierdas mínimas saliendo y entrando a la carretera dividida, para indicar cómo estos vehículos de grandes dimensiones pueden girar en una intersección diseñada para vehículos ligeros. Sólo se señalan los recorridos de la rueda interna trasera y el vuelo delantero. Las líneas representan los itinerarios desde una posición paralela al borde de la faja separadora central o a la línea central de cruce de la calle transversal y al principio de la vuelta, e indican que se requieren ancho de coleo y reversa al final del giro.

Los conductores de vehículos de gran tamaño que realizan una vuelta izquierda cerrada, también pueden colear a la derecha justo antes de girar a la izquierda. Sin embargo, las trayectorias pueden ser una combinación de estos dos extremos, colear hacia fuera antes de comenzar la vuelta izquierda invadiendo el carril exterior del camino dividido y también, mediante el ancho de coleo y reversa al final del giro. El ancho de la trayectoria del movimiento paralelo al comienzo de la vuelta se muestra, ya que indica el avance máximo.

En la Figura VIII.26, el vehículo de proyecto (C2-R2), girando desde la carretera dividida, invade alrededor de 1 m, más allá del borde de la calzada de la calle transversal de dos carriles y los vehículos de proyectos (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2) invaden alrededor de 3.3 m. Con el ancho del cruce de calzada, esta invasión está dentro de la abertura de la faja separadora central, pero con cruces de calzada de dos carriles, como se muestra en la Figura VIII.26, la invasión puede ser más allá del final de la faja separadora central, en particular, con una longitud mínima de abertura en el ancho de faja separadora.

En la medida de que la vuelta izquierda es completada, la invasión puede ser más allá del borde de la trayectoria recorrida para giros a la derecha ubicados diagonalmente opuestos al inicio del movimiento de la vuelta izquierda fuera de la carretera divididas. Con calles transversales amplias, esta invasión no se extiende más allá del borde de la vuelta derecha de la calzada, pero con vías transversales de dos carriles y fajas separadoras angostas se puede extender más allá. Mediante el coleo en una distancia corta sobre la carretera dividida antes de comenzar el giro, la mayoría de los conductores pudieran pasar a través de estas aberturas y permanecer en las áreas pavimentadas. Aunque este procedimiento se utiliza ampliamente, en la práctica lo anterior se debe desalentar para utilizar un diseño más amplio.

Para dar vuelta hacia la carretera dividida, las trayectorias muestran distintos grados de invasión en el carril derecho de la carretera dividida. Los vehículos de proyecto (C2 y C3), invaden alrededor de 0.3 m el carril derecho de carretera dividida de cuatro carriles, y los vehículos (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2) cerca de 3.0 m. Si hay espacio disponible, estas distancias pueden reducirse por los conductores anticipando la vuelta y el coleo a la derecha, antes de girar a la izquierda. Este espacio depende de la anchura de la faja separadora central, de la longitud de la abertura que se rige por el número de carriles en el cruce de caminos y otras limitaciones como las isletas triangulares para canalizar los movimientos de vuelta a la derecha.

La Figura VIII.26, indica que las mínimas aberturas de la faja separadora central, basadas en un radio de control de 12 m, no son muy adecuadas para las longitudes de abertura en cruces de carreteras de dos carriles, porque los camiones no pueden girar a la izquierda sin la necesidad de realizar maniobras difíciles y la invasión de la terminación de la faja separadora central o los acotamientos externos, o ambos, dependiendo del ancho de la faja separadora central. Pueden ser adecuadas las trayectorias recorridas en el ancho de cruce, pero para estos casos es conveniente utilizar un radio de control de más de 12 m, el cual permite a todos los vehículos girar a una velocidad un poco mayor y posibilita a los camiones de carga a maniobrar y girar con menos invasión. Las Figuras VIII.26, VIII.27 y E.28, muestran el diseño del cuadrado o de la punta de nariz de bala, en relación con la longitud mínima de abertura de 12 m.

- Camiones unitarios de carga o autobuses (C2, C3 y B2, B3)

La Figura VIII.27, muestra el diseño de las mínimas aberturas de la faja separadora central en una intersección a 90°, basado en un radio de control de 15 m. La base

del desarrollo de la terminación de la faja separadora central y las trayectorias de giro que se indican, son similares a las de la Figura VIII.26. Como se observa en la Figura VIII.25, el radio de control de 15 m se acondiciona para que vehículos de proyecto (C2 y C3) realicen sus mínimos giros a la izquierda, sin invadir los carriles adyacentes. Las trayectorias de los vehículos de proyecto (C2-R2) y los (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2), hacen giros a la izquierda fuera de la carretera dividida, como se señala en la Figura VIII.27, para indicar cómo estos vehículos de gran tamaño pueden girar en una intersección diseñada para vehículos (C2, C3).

Los vehículos de proyecto (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2) pudieran invadir 1 m más allá de 7.2 m en el cruce, al girar fuera de la carretera dividida; no obstante, la invasión podría reducirse por el coleo al inicio del giro. Al girar en la carretera dividida invadiría 2 m al carril adyacente, a una distancia que se podría reducir; sin embargo, el no eliminar el coleo al inicio del giro implicaría que la longitud de la abertura tendría que ser mayor a los 12 m.

La Figura VIII.27, señala que la longitud mínima de las aberturas de la faja separadora central, con un radio de control de 15 m, son adecuados para la operación de camiones de carga y autobuses (C2, C3 y B2, B3), excepto para los vehículos (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2), que invadirían los carriles adyacentes. Para estos casos, la ventaja adicional se obtiene mediante un radio de control mayor a 15 m, en donde se tiene previsto que giren los vehículos tipo tractor-semirremolques (T2-S1 y T2-S2).

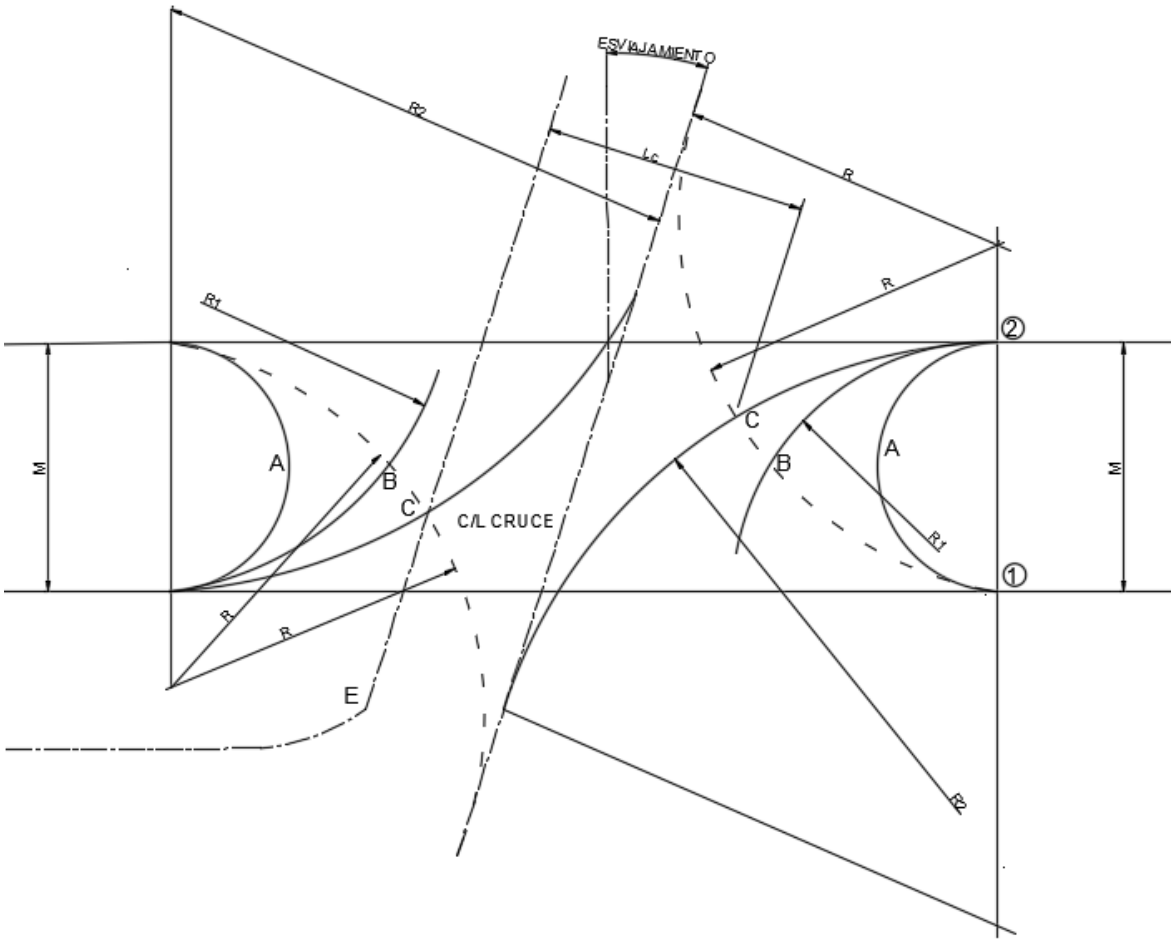
- Combinación de vehículos de carga articulados

La Figura VIII.28, muestra los diseños mínimos de abertura de faja separadora central para una intersección a 90°, los cuales están basados en un radio de control de 23 m, mientras que la Figura VIII.29 se apoya en un radio de control de 30 m. El radio de control de 23 m, es lo suficientemente grande para acomodar al vehículo de proyecto (C2-R2) y la trayectoria mínima de los (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2), por lo que, también se puede utilizar este diseño sin invasiones indebidas. La vuelta a la izquierda para salir de la carretera dividida se puede hacer en un cruce de dos carriles. En la vuelta izquierda para entrar en la carretera dividida, los vehículos (C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2), estarían invadiendo el carril adyacente 0.5 m. Esta invasión se puede evitar por el ancho de coleo al inicio de la vuelta. La longitud mínima de abertura de la faja separadora central para recibir a un vehículo de proyecto (C2-R2) con un radio de control de 23 m, se presenta en la Tabla VIII. 8.

E.6.5. Efecto del esviaje

En un cruce con esviaje, el radio de control R se debe utilizar en el ángulo agudo para localizar el punto en tangente (1) en el borde de la faja separadora central de la Figura VIII.30. El arco de este radio es la mínima trayectoria interna del vehículo girando. Con este criterio, se pueden considerar varios diseños alternativos que dependen del ángulo de inclinación, la anchura de la faja separadora central y el radio de control.

FIGURA VIII.30. Diseños de abertura mínima en la faja separadora central (efecto del esviajamiento.



Las terminaciones semicirculares se traducen en aberturas muy largas (puntos “A” de la Figura VIII.30) y menor control de canalización para los vehículos que giran a la izquierda con ángulos de giro menores a 90°.

Una punta de bala simétrica “B”, como la mostrada en la Figura VIII.30, determinada por el radio de control y tangente a los puntos 1 y 2, es un diseño similar a los de las Figuras VIII.26, VIII.27, VIII.28 y VIII.29 y tiene poco control de canalización de los vehículos que giran a la izquierda a menos de 90° desde la carretera dividida.

Una punta de bala asimétrica “C”, como la mostrada en la Figura VIII.30, con radios R y R2, tienen el control de canalización de los vehículos que giran a la izquierda a menos de 90° desde la carretera dividida y son más positivos y con menos área pavimentada que los diseños “A” y “B”. El segundo radio R2, que es mayor a R, es tangente en el punto 2 y también a la línea central del cruce.

La longitud de la abertura de estas alternativas para un determinado ancho de la faja separadora central disminuye de “A” a “C”. Para anchos de la faja separadora central y de gran esviaje, la longitud de aberturas puede ser insuficiente para dar cabida al ancho de los cruces, por lo que el diseño será mayor al mínimo.

Con los diseños “B” o “C” una nariz de punta de bala con terminación recta (en vez de semicircular), para la longitud adecuada de la abertura, se haría paralelamente al cruce para la longitud de la abertura. En estos casos se considerará un radio de control más grande que el mínimo.

En general, las aberturas de la faja separadora central de más de 25 m, deben evitarse, independientemente del esviajamiento. El proyecto puede solicitar una canalización especial, carriles para vuelta izquierda o ajustes para reducir el esviajamiento de la intersección.

Cada cruce esviajado se estudiará por separado con soluciones gráficas a una escala que permita hacer comparaciones y de esta forma elegir el mejor diseño. En general, es preferible la asimetría de la terminación de punta de bala en la nariz, como se muestra en el diseño “C” de la Figura VIII.31).

Por lo anterior, los controles de diseño para aberturas mínimas de la faja separadora central para vueltas izquierdas se resumen en la Tabla VIII. 9.

TABLA VIII. 9. Controles de diseño para aberturas mínimas de la faja separadora central

Vehículo de Proyecto Acomodado	Radio de Control (m)		
	12	15	23
Predominante	AP	C2 y C3	C2-R2
Ocasional	C2 y C3	C2-R2	C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1 y T2-S2

E.6.6. Diseños por encima del mínimo para vueltas izquierdas directas

Las aberturas en la faja separadora central que tienen radios de control arriba del mínimo y terminación de nariz de punta de bala se muestran en la Figura VIII.31. Los controles de diseño son los tres radios R, R1 y R2. El Radio R, es el radio de control para la parte más aguda de la vuelta, el radio R1 define la curva de desvío del borde de la faja separadora central y R2 es el radio de la punta. Cuando R1 es suficientemente grande, una velocidad de giro aceptable para los vehículos que salen de la carretera principal está garantizada y un área considerable dentro del borde interno del carril, entre los puntos 1 y 2 puede estar disponible para cambiar la velocidad de la vuelta y la protección de los vehículos que giran. El radio R1 puede variar de 25 a 120 m.

Los valores de la Tabla VIII.10, corresponden a radios mínimos de 30, 50 y 70 m y velocidades de giro de 30, 40 y 50 km/h, respectivamente. Los radios pueden variar dependiendo de la sobreelevación máxima seleccionada. En este caso la facilidad de giro, probablemente es más significativa que las velocidades de giro, porque el vehículo necesitará ir reduciendo la velocidad de 15 a 25 km/h en la parte aguda de la vuelta o podría requerir detenerse en el cruce.

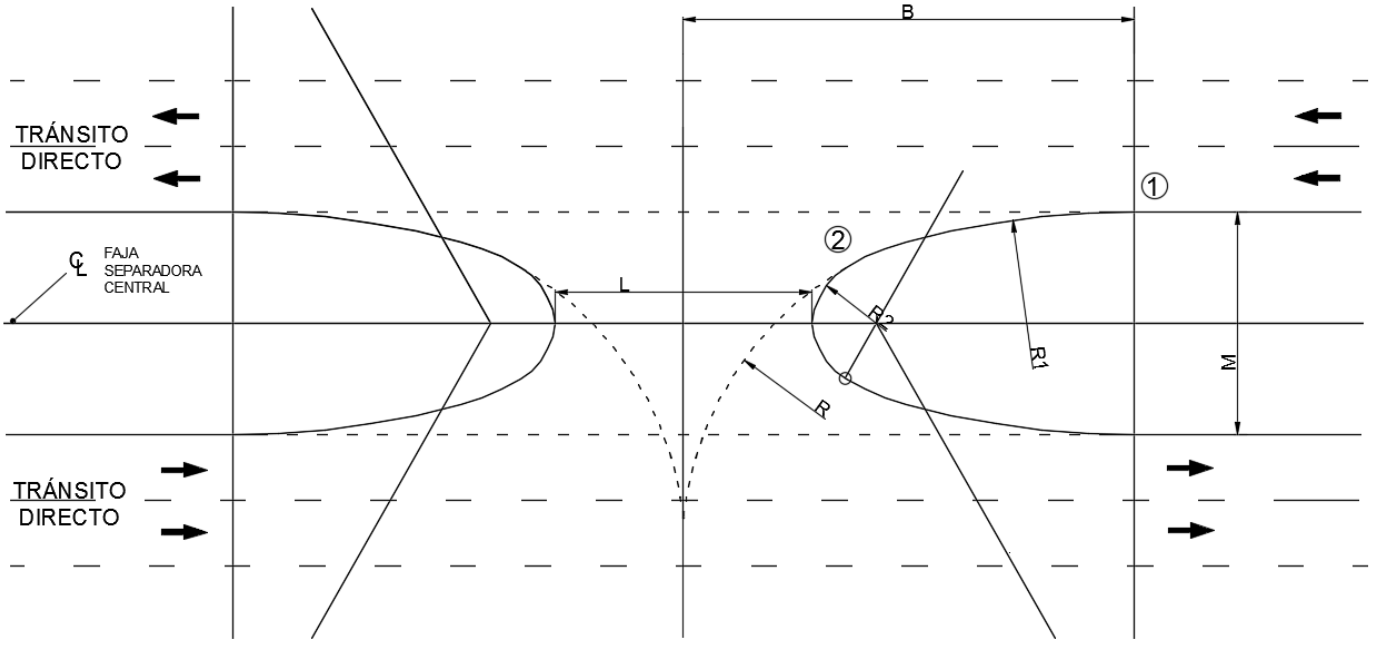
El radio R_2 puede variar considerablemente; sin embargo, es preferible proyectarlo con una quinta parte de la anchura de la faja separadora central. El radio R, es tangente a la línea central del cruce (o al borde de la faja separadora central en el cruce). Los radios R y R_1 comprenden las curvas de dos centros, de la nariz de punta de bala. El radio “R”, no puede ser menor al radio mínimo de control para el vehículo

de proyecto, o estos vehículos serán incapaces de girar hacia o desde el carril destinado incluso a baja velocidad. Para evitar una abertura grande, R debería mantenerse en un mínimo razonable (por ejemplo 15 m), tal como se indica en la Figura VIII.31.

TABLA VIII. 10. Abertura mínima de la faja separadora central (terminación de nariz punta de bala típica)

Faja Separadora Central "M" (m)	Dimensiones en metros cuando					
	R_1 = 30 m		R_1 = 50 m		R_1 = 70 m	
	L	B	L	B	L	B
6,0	18,0	20,2	20,2	24,4	21,3	27,6
9,0	15,1	21,4	17,7	26,5	19,0	30,4
12,0	12,8	22,4	15,6	28,3	17,1	32,7
15,0	-	-	13,8	29,9	15,4	34,7
18,0	-	-	-	-	13,8	36,7
21,0	-	-	-	-	12,4	38,4

FIGURA VIII.31. Diseño de abertura mínima de la faja separadora central (terminación de nariz punta de bala típica)



ASUMIENDO UN VALOR DE R = 15 m
R2 = M/5

La longitud de la abertura de la faja separadora central se rige por los radios. Para faja separadora central de más de 9 m, incluyendo un cruce de carreteras de cuatro carriles o más, el radio de control R en general tendrá que ser mayor a 15 m, o la abertura de la faja separadora central será demasiado corta. Un valor redondeado se puede elegir para la longitud de la abertura (por ejemplo, 15 ó 18 m) y que la dimensión puede ser utilizada para localizar el centro para R. Entonces R se convierte en una dimensión de verificación para garantizar la viabilidad del diseño.

Los valores tabulados en la Figura VIII.31, muestran la longitud resultante de las aberturas de la faja separadora central, en un rango de anchura media de los tres valores asumidos de R1 y para una R igual a 15 m. La dimensión "B" se debe tomar como un control de diseño general y para la comparación con otros diseños sobre el mínimo.

Los diseños de terminación de faja separadora central en la Figura VIII.31, no facilitan positivamente las zonas de protección dentro de los límites del ancho de la faja. Un diseño utilizando un radio R1 = 30 m o más, ofrece un espacio por lo menos, a un vehículo ligero para hacer sólo una pausa en una zona a través de los carriles de tránsito y los carriles en el cruce en el ancho de la faja separadora central; tales radios podrían ofrecer el espacio de protección suficiente para vehículos de proyecto más grandes.

En intersecciones esviajadas se pueden aplicar directamente diseños por encima del mínimo con terminación de faja separadora central de nariz punta de bala. De los valores mostrados y cuando la inclinación es de 10° o más, los ajustes en R y R2, son necesarios para proporcionar la longitud adecuada de la abertura.

E.6.7. Vueltas izquierdas indirectas y vueltas en “U”

Las carreteras divididas necesitan de anchos adecuados de la faja separadora central para facilitar el cruce del tránsito del camino transversal y las vueltas izquierdas y en “U” en el camino principal.

Con volúmenes de tránsito y velocidad relativamente elevados, es particularmente problemático lograr un funcionamiento seguro y eficiente en aquellas intersecciones donde el ancho de la faja separadora central es demasiado estrecho para proporcionar un carril adicional a los vehículos que giran a la izquierda. Los vehículos que se detienen o disminuyen su velocidad en un carril para girar a la izquierda o en “U”, incrementan las posibilidades de una colisión de alcance por el tránsito que continúa de frente. Otro factor que debe considerarse en el diseño son las trayectorias de giro de diferentes tipos de vehículos de proyecto.

Los proyectos que se incluyen en las Figuras VIII.32 y VIII.33, ofrecen dos opciones con respecto a los giros indirectos a la izquierda y también prevén los movimientos indirectos de giro en “U”. La Figura VIII.32, implica un ramal diagonal que se intersecta con una carretera secundaria. Las salidas de automovilistas a través del ramal, hacen un giro a la izquierda en el cruce. Para una maniobra en “U” el conductor hace un giro adicional a la izquierda en la carretera dividida.

En la Figura VIII.33 se observa un medio trébol a nivel, que es otra alternativa para los giros indirectos a la izquierda. El diseño del medio trébol, puede ser considerado cuando los ramales diagonales requirieran derecho de vía costoso, siendo el cuadrante opuesto menos caro. Puede haber otras justificaciones en la selección del trébol en lugar del ramal, tales como pasos o intersecciones a desnivel.

Por otra parte, en la Figura VIII.34 se aprecia un diseño de vuelta izquierda indirecta antes del cruce. Tiene la ventaja de eliminar los giros a la izquierda directos desde la carretera y proporciona un almacenamiento para los vehículos fuera de la carretera. Donde hay una calzada lateral paralela, el ramal puede conectarse a la calzada, como se muestra en la parte superior izquierda o la alternativa que se observa en la parte inferior izquierda con línea discontinua. Esta última alternativa es menos aconsejable debido a que los vehículos pasan dos veces por la intersección reduciendo su capacidad.

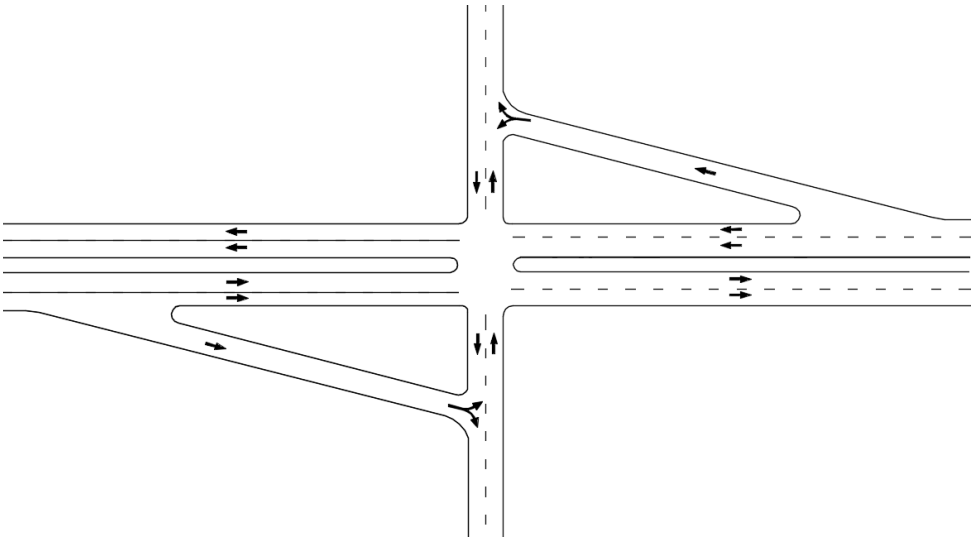


FIGURA VIII.32. Entronque con ramales diagonales

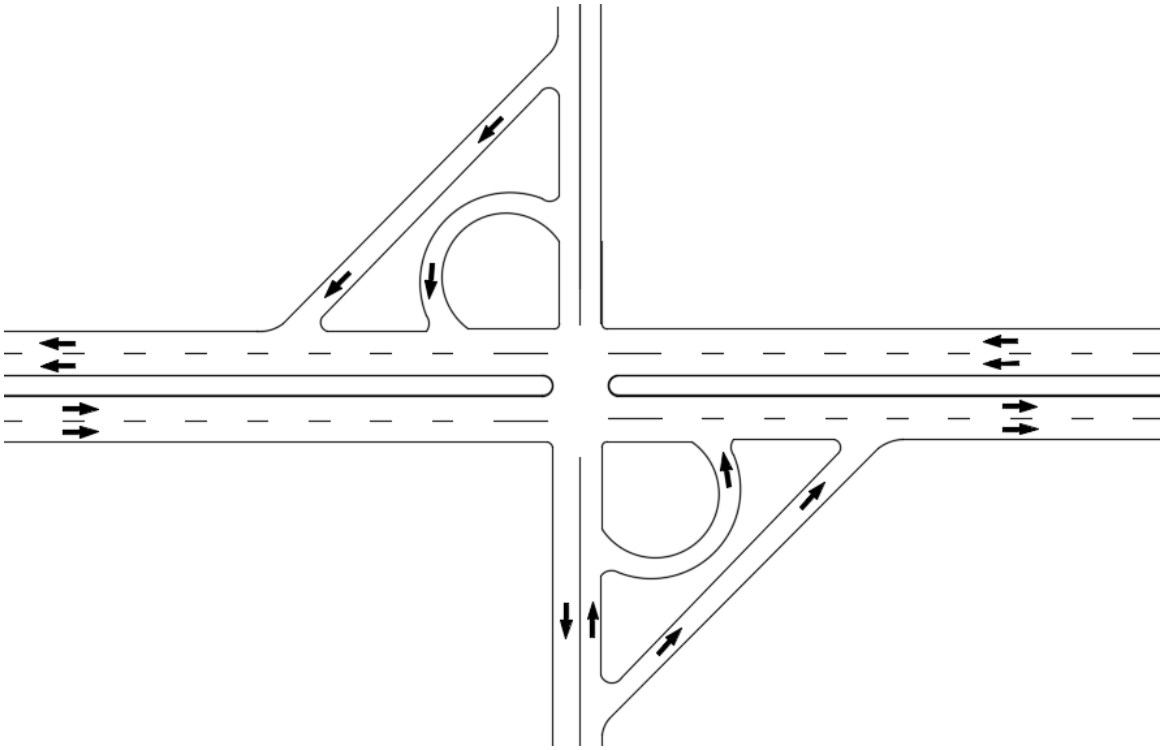


FIGURA VIII.33. Entronque con ramales tipo medio trébol

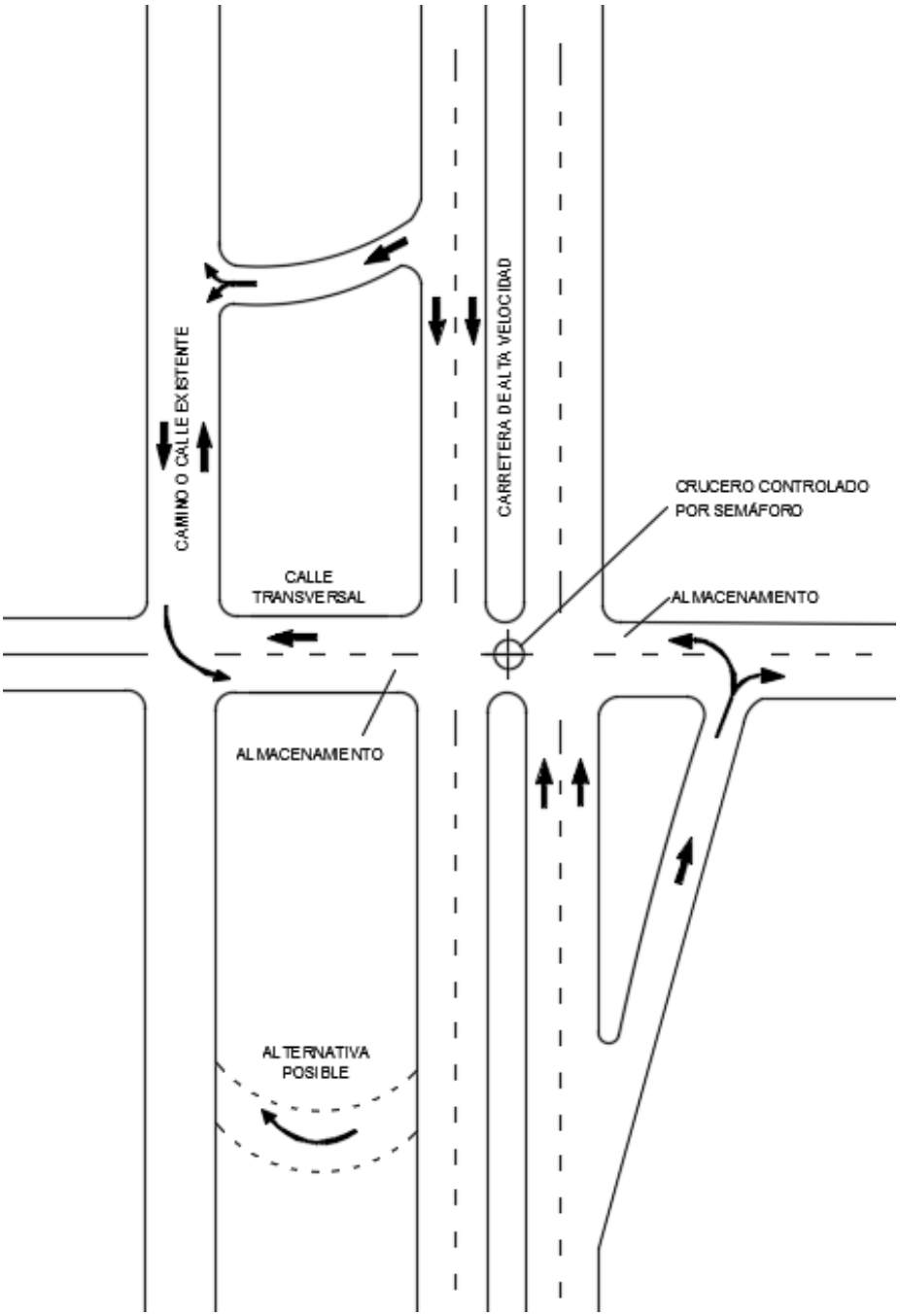


FIGURA VIII.34. Diseños especiales para vueltas izquierdas indirectas, en carreteras con faja separadora central angosta

E.6.8. Vueltas a la izquierda o en “U” indirectas – con fajas separadoras centrales estrechas, utilizando calles locales

Para las vueltas izquierdas en las carreteras sin control de accesos, con faja separadora central estrecha y construcciones aledañas al camino; puede implementarse la alternativa siguiente:

La opción es utilizar las calles interconectadas, aledañas al camino principal, requiriendo de un análisis de los radios de las esquinas existentes para dar cabida a los vehículos (C2 y C3) y del número de vehículos (C-R), así como de las restricciones de estacionamiento y de los dispositivos de control de tránsito en la proximidad de cada intersección.

De lo anterior se desprende que, siempre que sea posible, una nueva carretera dividida deberá tener un ancho amplio de faja separadora central donde se pueda alojar las vueltas a la izquierda y en "U", con un carril auxiliar que proteja y almacene el volumen de vuelta.

E.6.9. Vueltas a la izquierda o en "U" indirectas –fajas separadoras centrales anchas

La Figura VIII.35, muestra vueltas indirectas a la izquierda para dos caminos, donde las vueltas izquierdas son frecuentes en ambos. Los carriles auxiliares son altamente deseables a cada lado de la faja separadora central para el almacenamiento de vehículos que giran a la izquierda, con una longitud recomendable de 120 a 180 m después del cruce.

La principal desventaja es que las vueltas izquierdas pasan por la intersección dos veces, reduciendo la capacidad de la misma. Estas maniobras pueden ser confusas para los conductores no familiarizados con el diseño y por lo que se requiere de un señalamiento informativo especial.

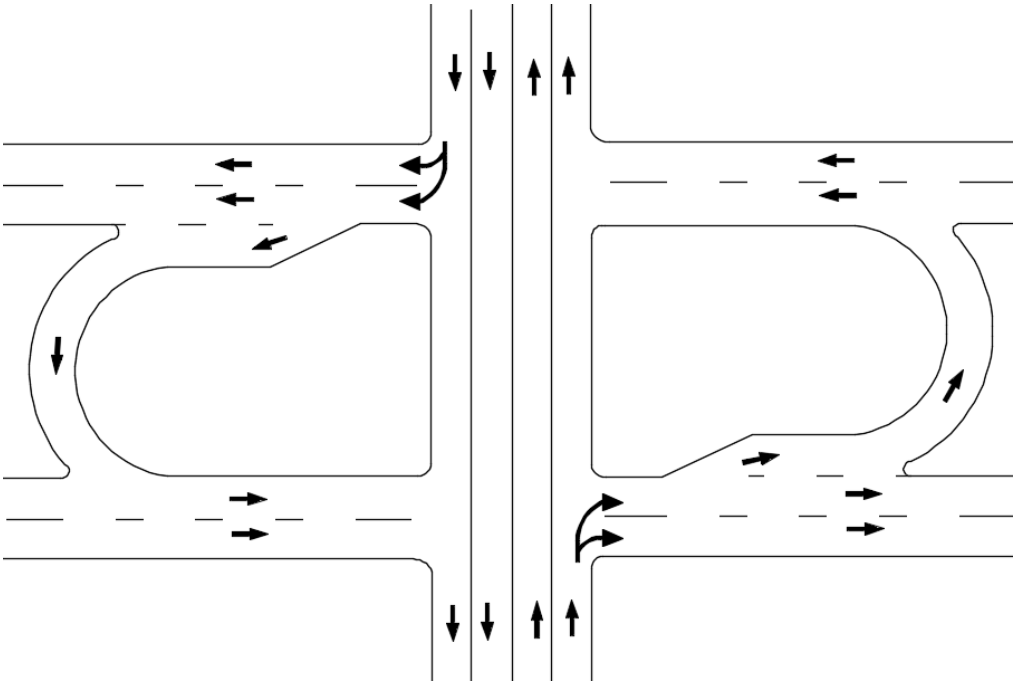


FIGURA VIII.35. Vueltas izquierdas indirectas alrededor del entronque

E.6.10. Ubicación y diseño de la vuelta en "U" en la abertura de la faja separadora central

En algunas carreteras divididas se requiere de aberturas de la faja separadora central diseñadas para que los vehículos realicen vueltas en "U". Para este efecto, se recomienda dicha abertura en los siguientes lugares:

- Más allá de las intersecciones, para dar cabida a movimientos de vuelta en “U”, no proporcionados en las intersecciones a nivel o a desnivel.

- Adelante de una intersección, para permitir los movimientos de vuelta en “U”, que podrían interferir con otros movimientos en la intersección. Las vueltas en “U” son necesarias cuando una faja separadora central amplia de la carretera tiene pocas aberturas.

- En una carretera de menor importancia, donde no se permite la vuelta en “U” en el cruce con la carretera principal, está obligado a girar a la derecha y posteriormente entrecruzarse a la izquierda y luego dar vuelta en “U” para regresar. La dificultad del entrecruzamiento y la gran longitud requerida, habitualmente no es deseable a menos que los volúmenes que se intersectan sean menores y la faja separadora central sea de ancho adecuado.

- En carreteras divididas puede requerirse de aberturas para llegar rápidamente a los lugares de mantenimiento, vigilancia y vehículos descompuestos.

Un diseño adecuado para maniobras de vuelta en “U”, requiere que el ancho de la faja separadora central sea tal, que permita al vehículo de proyecto girar desde el carril auxiliar de vuelta izquierda hacia el carril aledaño al acotamiento exterior o guarnición exterior de la carretera con circulación contraria.

Para que los vehículos giren desde el carril adyacente a la faja separadora central hacia el carril externo de la calzada con sentido de circulación opuesto, se requiere una faja separadora central de ancho mínimo de 5 m. También resulta conveniente contar con un carril auxiliar para vuelta izquierda de 3.6 m de ancho en la faja separadora central, antes de la vuelta en “U”, para evitar bloquear el tránsito en los carriles de frente.

En la Figura VIII.36 se presentan los anchos mínimos de la faja separadora central para dar cabida a las vueltas en “U” de los diferentes vehículos de proyecto, girando desde el carril adyacente a la faja separadora central.

Las vueltas izquierdas y en “U” en las intersecciones principales, se realizarán, diseñando la nariz de la faja central con una guarnición tipo punta de bala. Cuando se requieren carriles dobles de vuelta izquierda, a lo largo de una faja separadora central, la vuelta en “U” se hará desde el carril interno al carril externo de la otra calzada.

La Figura VIII.37, muestra diseños especiales con fajas separadoras centrales angostas. En la Figura VIII.37A, el vehículo que da vuelta en “U” gira a la derecha desde el carril exterior, toma el enlace para la vuelta a la izquierda, se detiene antes de la carretera dividida hasta que se genera un espacio adecuado en el flujo de tránsito y entonces realiza una vuelta izquierda hacia la carretera dividida. En la Figura VIII.37B, el vehículo inicia su giro en el carril interno de la carretera dividida, cruza los carriles de frente, toma el enlace hacia la izquierda y luego se incorpora al tránsito. Un carril de vuelta izquierda deberá tener la capacidad de almacenamiento adecuada, para evitar que los vehículos que le precedan se detengan.

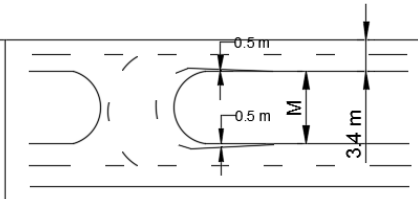
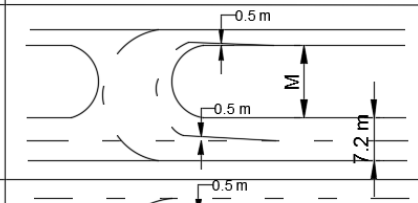
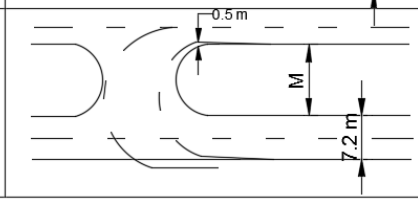
TIPO DE MANIOBRA		M - ANCHO MÍNIMO DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL (m) PARA EL VEHÍCULO DE DISEÑO						
		Ap	C2-R2	C2	B2,B3,B4	C2-R3 C3-R2	T2-S1 T2-S2	TDT
		5.7	15.0	9.0	12.0	16.5	19.5	35.4
DEL CARRIL INTERIOR AL CARRIL INTERIOR		9	18	19	19	21	21	30
DEL CARRIL INTERIOR AL CARRIL EXTERIOR		5	15	15	15	18	18	27
DEL CARRIL INTERIOR AL ACOTA-MIENTO		2	12	12	12	15	15	24

FIGURA VIII.36. Diseños mínimos para vueltas en “U”

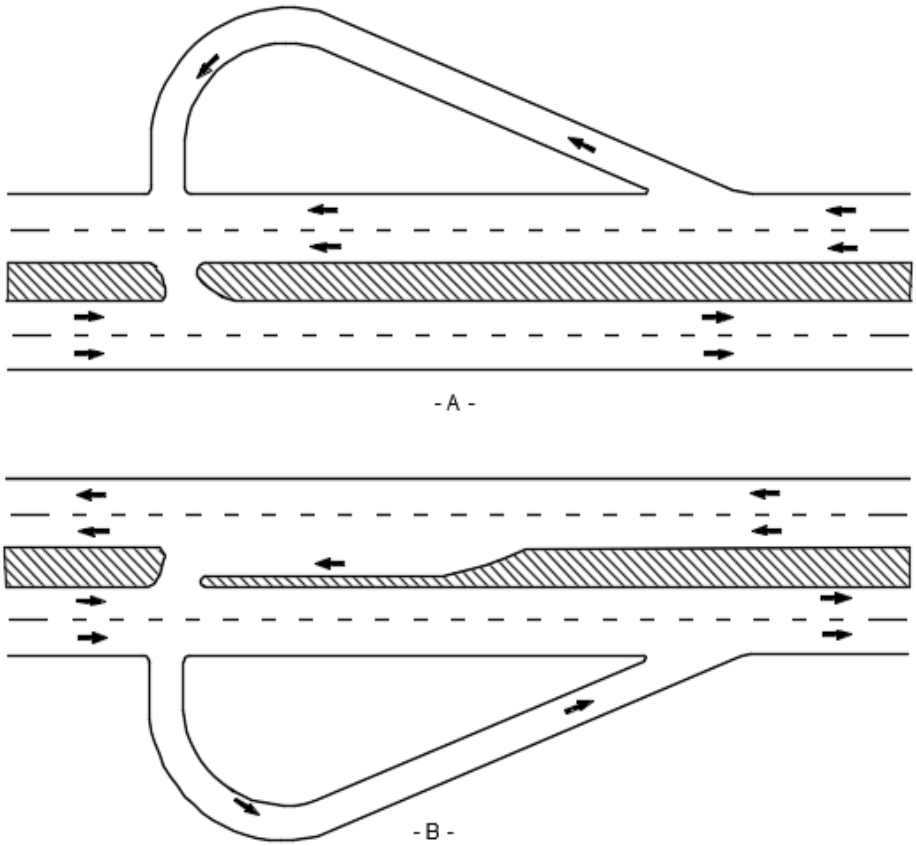
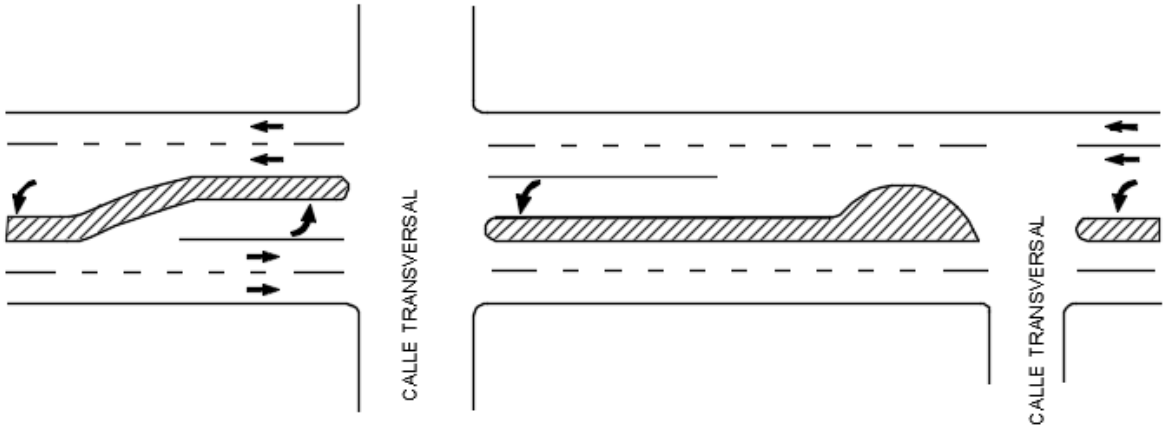


FIGURA VIII.37. Franjas separadoras angostas con carril de vuelta izquierda indirecta

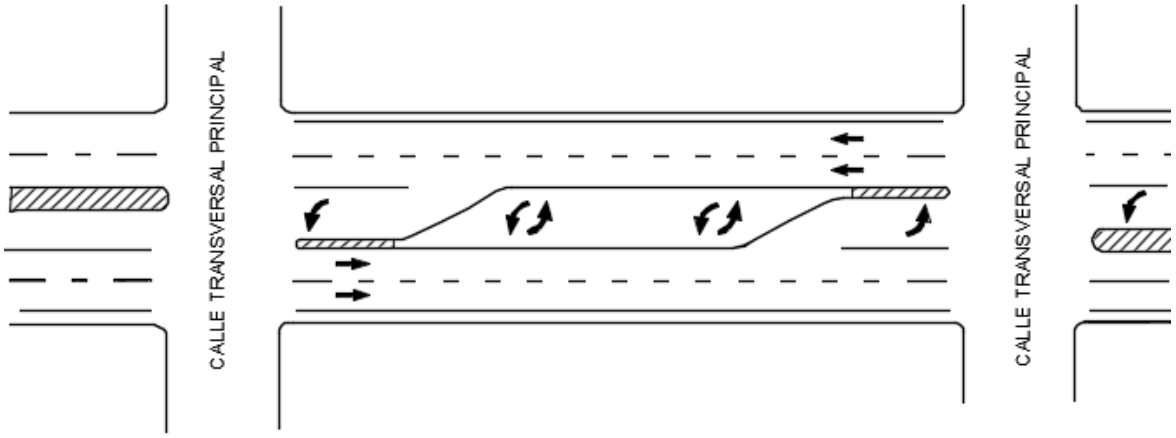
E.6.11. Fajas separadoras centrales con cruces a nivel

Donde los derechos de vía son difíciles de adquirir para construir fajas separadoras centrales anchas, se recomiendan anchos mínimos de 4.0 a 4.8 m, para giros a la izquierda.

En la Figura VIII.38-a, se observa una faja separadora central con marcas en el pavimento para separar los carriles en ambos sentidos de circulación y la Figura VIII.38-b, muestra una faja separadora central con carriles a la izquierda, a la mitad de la calle, en ambos sentidos de circulación.



(a) CARRETERA MULTICARRIL TÍPICA CON MARCAS DE CANALIZACIÓN PARA VUELTA IZQUIERDA EN CALLES TRANSVERSALES



(b) CARRETERA MULTICARRIL TÍPICA CON CARRIL TRASPASABLE A MEDIA CALLE

FIGURA VIII.38. Faja separadora central, con carriles de vuelta izquierda, pintados

E.6.12. Carriles auxiliares

Los carriles auxiliares son utilizados antes de las aberturas en la faja separadora central y en las intersecciones con movimientos de vuelta derecha. Los carriles auxiliares también se construyen para aumentar la capacidad vial, mejorar la seguridad en una intersección y/o para completar un movimiento de vuelta derecha y facilitar la aceleración.

Los carriles auxiliares para deceleración y aceleración deben ser de 3 m de ancho como mínimo y de preferencia 3.60 m. Cuando se usen guarniciones adyacentes al carril auxiliar se debe prever un desplazamiento apropiado de la guarnición.

E.6.12.1 Carriles de deceleración

a) Longitud de deceleración

La longitud para la deceleración a través de los carriles de circulación, es un objetivo deseable en carreteras y calles principales. Las longitudes totales para una deceleración cómoda, desde la máxima velocidad de proyecto de la carretera, hasta detenerse totalmente son las siguientes: para velocidades de proyecto de 50, 60, 70, 80 y 90 km/h, la longitud total de la deceleración del carril auxiliar son 64, 100, 110, 130 y 150 m, respectivamente. Estas longitudes están basadas en pendientes menores al 2%. Ver Tablas D.2 y D.3, longitud de los carriles de cambio de velocidad y correcciones por pendiente, respectivamente.

Las longitudes anteriores son aplicables en carriles de vuelta izquierda y derecha, pero la velocidad de aproximación es, generalmente, más baja en el carril derecho que en el izquierdo.

b) Longitud de almacenamiento

El carril auxiliar será lo suficientemente largo para almacenar el número de vehículos detenidos que puedan acumularse durante un período crítico mientras esperan el cambio de la señal del semáforo o un intervalo de tiempo del flujo libre del tránsito en el sentido contrario.

En las intersecciones sin semáforos la longitud de almacenamiento, excluyendo la zona de transición, puede basarse en el número de vehículos aforados para dar vuelta en un período promedio de dos minutos dentro de la hora pico. Estos intervalos, a su vez, dependen del volumen de tránsito del sentido contrario de circulación. Cuando el volumen de tránsito es alto un análisis de capacidad y niveles de servicio podría justificar la instalación de un semáforo.

En las intersecciones con semáforos, la longitud de almacenamiento necesaria, depende de: el número de carriles de cada acceso, la duración del ciclo y la programación y tiempos de luz verde de las fases del semáforo y de los volúmenes horarios o de periodos de 5 a 15 minutos máximos de tránsito.

Cuando se diseñan dos carriles de giro, la longitud de almacenamiento es menor que la operación de un solo carril.

c) Zona de Transición

En carreteras de alta velocidad son comunes las transiciones con relaciones entre 8:1 y 15:1 al entrar en un carril auxiliar desde una carretera de alta velocidad.

Para zonas urbanas, debido a las bajas velocidades, las transiciones cortas son mejores para los conductores que se aproximan a un carril auxiliar adicional. Para estas zonas, la longitud de las transiciones para un solo carril de giro, son del orden de 30 m y 45 m para dos carriles y pueden variar según los factores siguientes: el tipo y velocidad de vehículo, las condiciones climáticas y de la iluminación.

Las transiciones en línea recta se utilizan con frecuencia, como se muestra en la Figura VIII.39-A. La relación de la transición será 8:1 para velocidades de proyecto menores de 50 km/h y 15:1 para 80 km/h. Las transiciones en línea recta son particularmente aplicables en un acotamiento pavimentado, con marcas para delimitar el carril auxiliar. En los extremos de transiciones largas es conveniente una curva corta, como se indica en la Figura VIII.39-B. Cuando se utilizan curvas en los extremos, la longitud de la tangente será de la mitad a un tercio de la longitud total.

Todas las dimensiones y configuraciones mostradas en la Figura VIII.39, son aplicables tanto a carriles de vuelta derecha, como a carriles de vuelta izquierda.

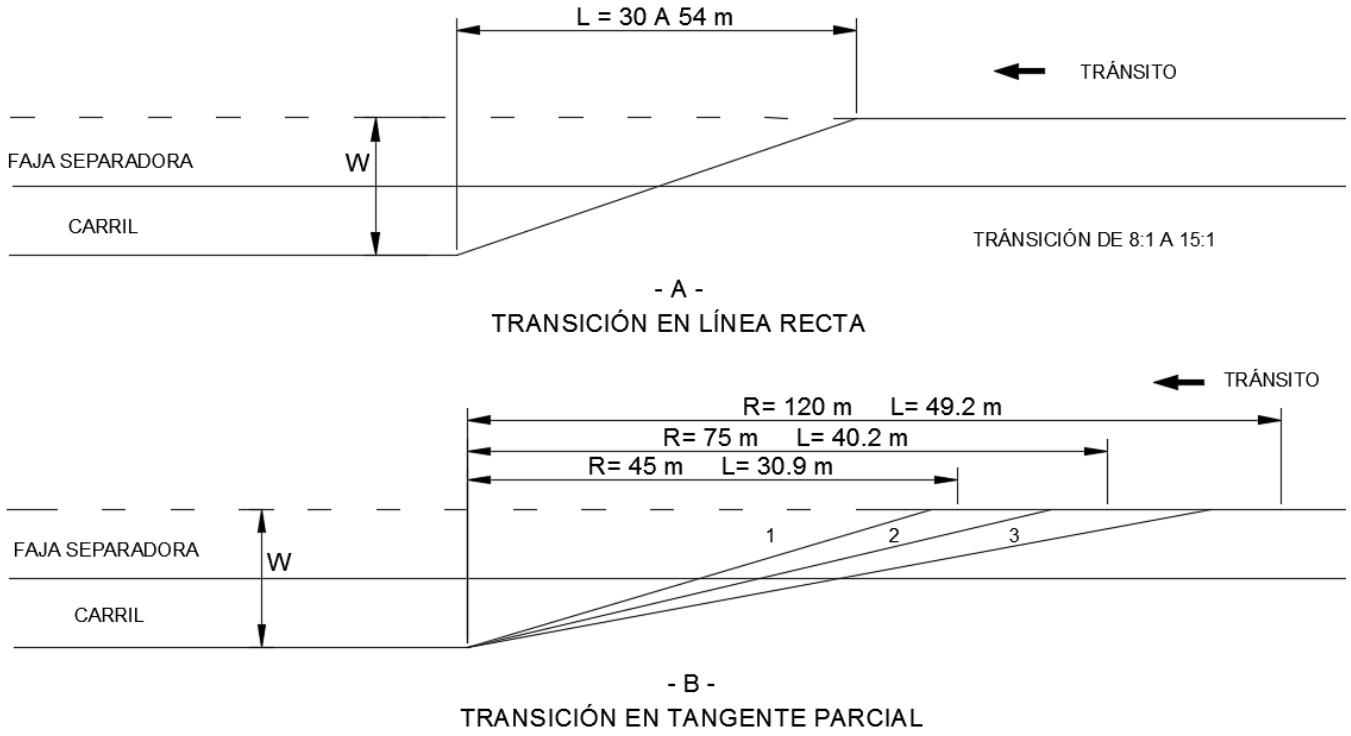


FIGURA VIII.39. Diseño de transiciones para carriles auxiliares

Dimensiones Aplicables a Vueltas Derechas

d) Carriles para vuelta izquierda en la faja separadora central

Un carril de vuelta izquierda en la faja separadora central, es un carril auxiliar para el almacenamiento y para cambiar la velocidad de los vehículos situados a la izquierda de una carretera. Cuando existe un alto volumen de giros a la

izquierda o velocidades altas, la operación vial en carreteras divididas es deficiente si no se proporcionan dichos carriles. Los diseños mínimos de las aberturas de la faja separadora central se incluyen en la Tabla VIII.8 y en las Figuras VIII.27 a VIII.29. Los diseños de carril para vuelta izquierda en la faja separadora central, para diferentes anchos, se muestran en las Figuras E.26 y E.27.

Son recomendables las fajas separadoras centrales de ancho de 6 m o más en intersecciones con un carril de vuelta, pero anchos de 4.8 (mínimo) a 5.4 m, son aceptables, ver Figuras VIII.40-A y VIII.41. Con dos carriles (de 3.6 m, cada uno), la faja separadora central deberá ser de 8.4 m mínimo. Se puede aceptar un carril de 3.0 m y un separador de 0.6 m, con su respectivo señalamiento horizontal, que separe el carril central de vuelta izquierda de los carriles en sentido contrario (Figura VIII.40), cuando las velocidades son bajas y la intersección es controlada con semáforos.

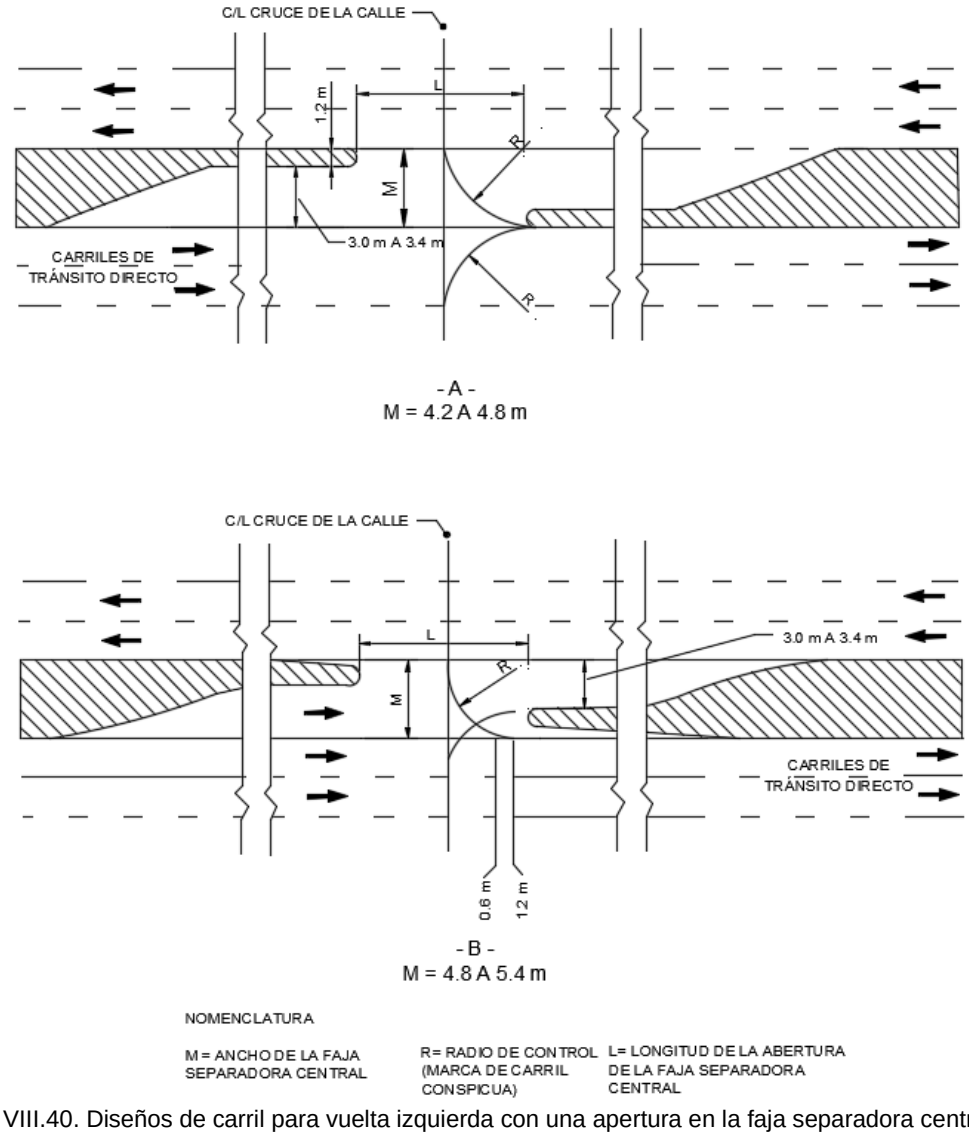
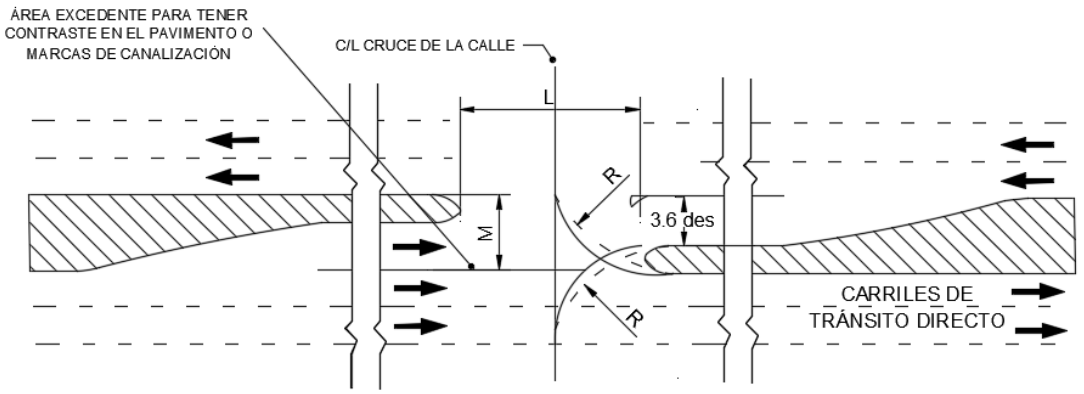
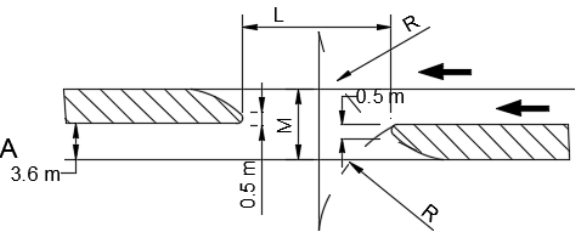


FIGURA VIII.40. Diseños de carril para vuelta izquierda con una apertura en la faja separadora central de 4.8 a 5.4 m



- A -
M = 5.4 Y SUPERIOR

- B -
M = 5.4 Y SUPERIOR - TRANSICIÓN ALARGADA



NOMENCLATURA

M = ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL	R= RADIO DE CONTROL (MARCA DE CARRIL CONSPICUA)	L= LONGITUD DE LA ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

FIGURA VIII.41. Diseños de carril para vuelta izquierda con una apertura en la faja separadora central en exceso (5.4 m. o superior)

e) Carriles paralelos separados para vuelta izquierda

Los carriles paralelos separados para vuelta izquierda se presentan en la Figura VIII.42-A. En las fajas separadoras de 5.4 m o más anchas, es deseable separar el carril de vuelta a la izquierda. Este diseño ubicará a los vehículos que esperan dar vuelta, lo más cerca a la izquierda. Las ventajas del desplazamiento de los carriles para dar vuelta a la izquierda son: (1) mejor visibilidad del tránsito opuesto, (2) disminución de conflictos entre los movimientos opuestos de vuelta izquierda en la intersección, y (3) más vehículos que dan vuelta izquierda, en un determinado período de tiempo, especialmente en una intersección con semáforo. Los carriles paralelos separados de vuelta izquierda se utilizan tanto en las intersecciones con semáforos como en las que no cuentan con ellos.

La Figura VIII.42-B, muestra un carril de vuelta izquierda, con un ángulo ligero inclinado de desplazamiento y se diseña normalmente con una nariz de 1.2 m, entre el carril de la vuelta izquierda y los carriles del tránsito opuesto y se utilizan principalmente en las intersecciones semaforizadas.

Este tipo de desplazamiento es eficaz para permitir radios de vuelta para camiones de carga de doble semirremolque que giran a la izquierda.

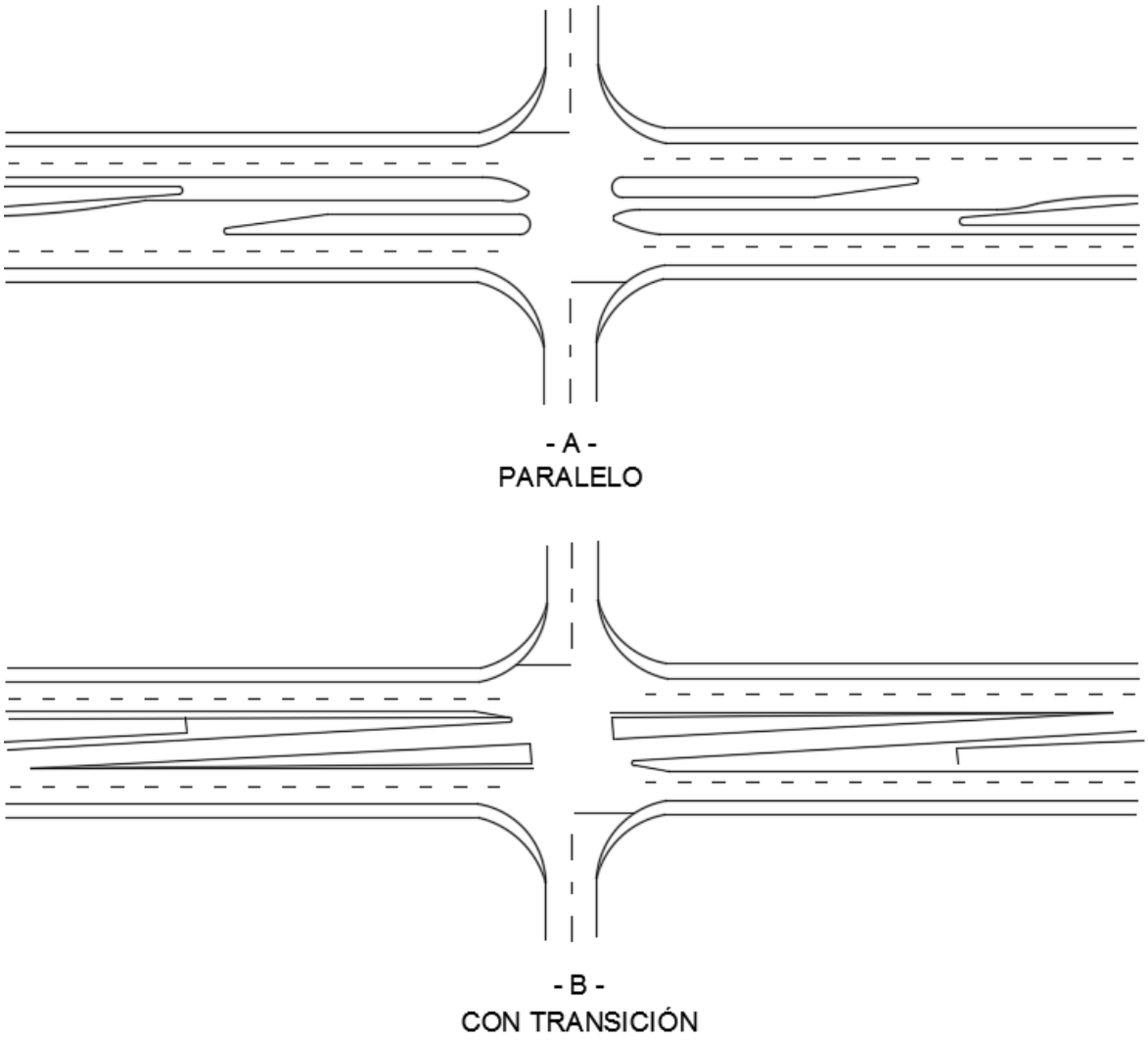


FIGURA VIII.42. Carriles de vuelta izquierda separados, paralelos y cónicos

Vueltas izquierdas simultáneas

En una intersección de dos carreteras principales, se pueden considerar las vueltas izquierdas en forma simultánea. Las trayectorias del tránsito, para este caso, se indican en la Figura VIII.43.

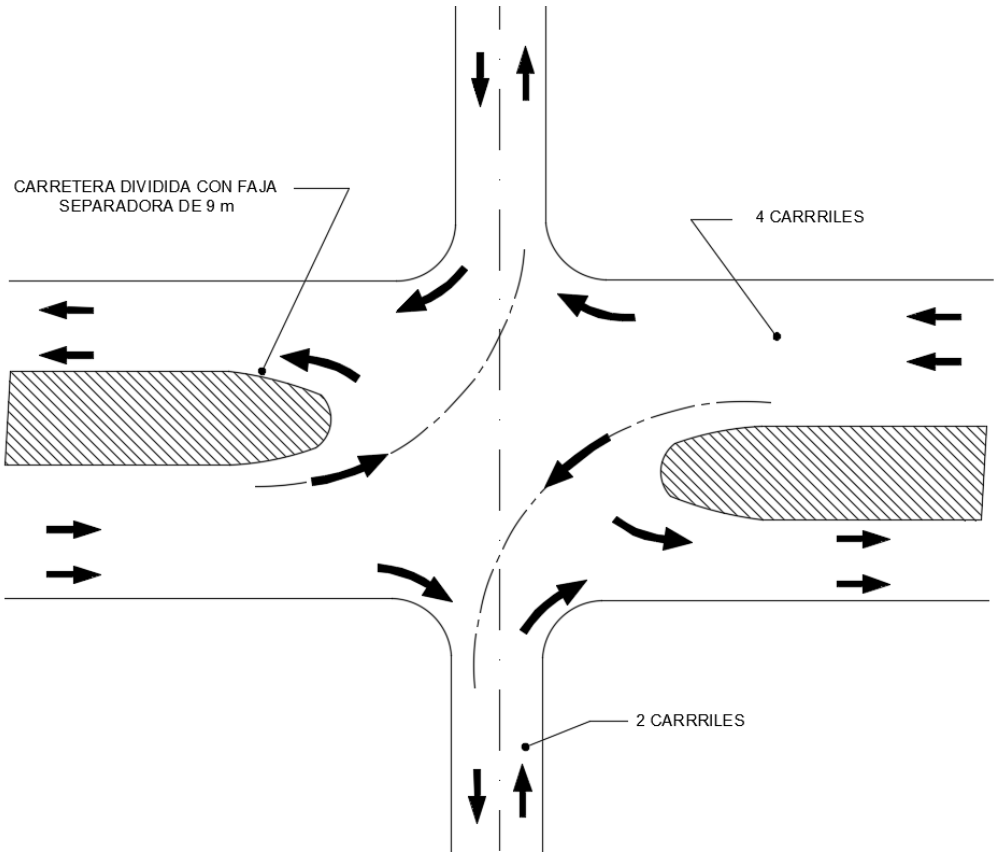


FIGURA VIII.43. Intersección de cuatro ramas con vueltas izquierdas simultáneas

f) Elementos de diseño en intersecciones con caminos laterales de acceso.

Para proporcionar acceso a las propiedades colindantes en una arteria o autopista, por lo general se debe considerar la habilitación de calzadas laterales.

Para un funcionamiento adecuado de dichas calzadas, con volumen de tránsito de moderado a elevado, el ancho de la faja separadora lateral en la intersección se utiliza para lo siguiente:

g) Colocación de señales y otros dispositivos de control de tránsito.

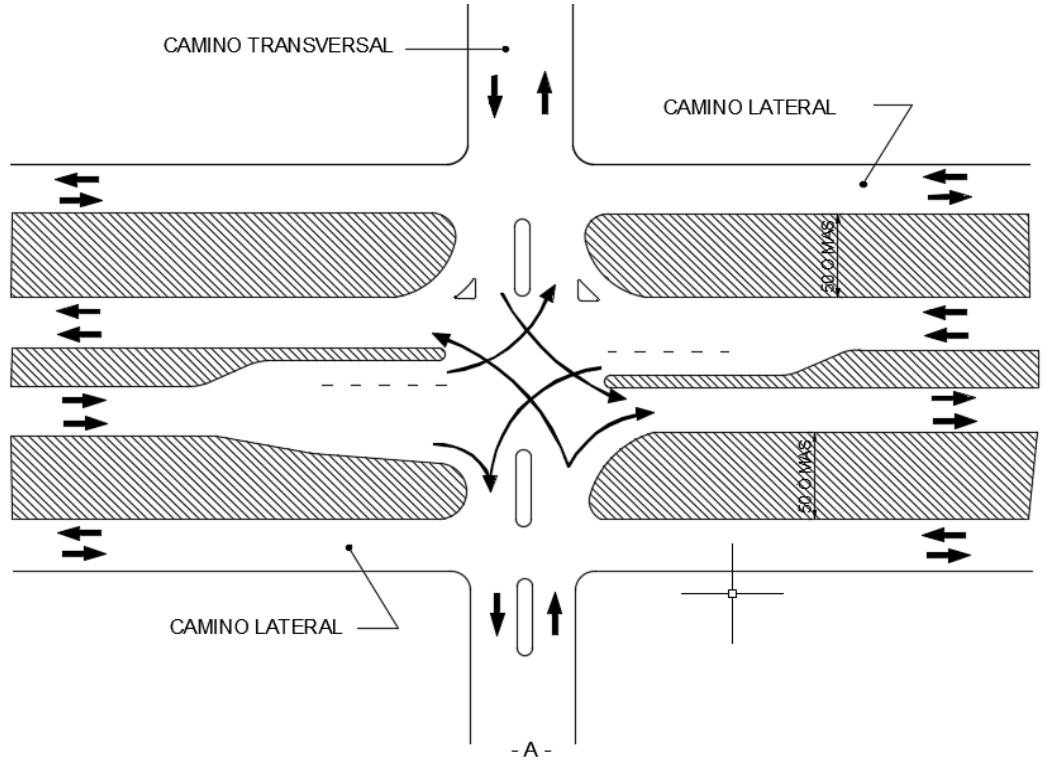
h) Espacio de almacenamiento aceptable en el cruce de caminos, antes de la intersección.

i) Realizar movimientos de vuelta desde la calzada lateral.

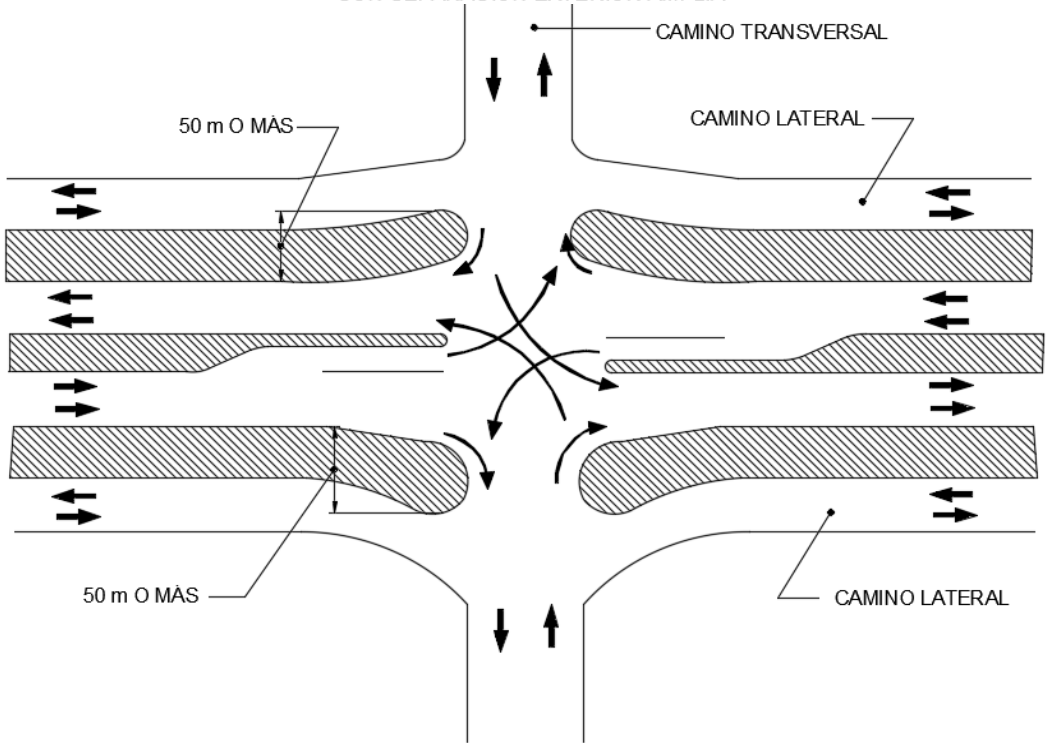
j) Vueltas en “U”.

La Figura VIII.44, muestra dos arreglos de carreteras con calzadas laterales, intersectando las calles que cruzan y todos los movimientos están controlados por semáforo.

FIGURA VIII.44. Intersección con calzadas laterales



- A -
CAMINOS LATERALES DE DOS SENTIDOS
CON SEPARACIÓN EXTERIOR AMPLIA



- B -
CAMINOS LATERALES DE DOS SENTIDOS
CON SEPARACIÓN DE BULBO

E.6.12.2 Carriles de aceleración

La longitud de un carril de aceleración se basa en la combinación de cuatro factores:

1) La velocidad a la cual los conductores entran al carril de aceleración.
2) La velocidad a la cual los conductores convergen con el tránsito principal.
3) La manera de acelerar o los factores de aceleración.
4) Los volúmenes relativos del tránsito directo y del que se va a incorporar.

Para caminos con 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 se debe basar en una velocidad de incorporación igual a la velocidad de proyecto del camino. Al empezar el carril de aceleración se tiene que considerar la velocidad de proyecto del enlace que precede al carril de aceleración; la diferencia entre la velocidad de proyecto del enlace y la del camino es la que determina la longitud del carril de aceleración.

¿Las longitudes de los carriles de aceleración se sustentan en la operación de los vehículos ligeros; los vehículos pesados generalmente requieren distancias mayores para acelerar e incorporarse a la corriente principal del tránsito.? Cuando se tiene un número considerable de vehículos pesados haciendo uso de la entrada de 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 final del carril. Ver Tablas D.B y D.C, longitud de los carriles de cambio de velocidad y correcciones por pendiente, respectivamente.

F. GEOMETRÍA

Las intersecciones son puntos de conflicto entre vehículos, peatones e instalaciones marginales; por lo tanto, son sitios de peligro potencial. Las condiciones del terreno establecen generalmente limitaciones definitivas de alineamiento y pendiente en intersecciones a nivel. Sin embargo, frecuentemente es posible modificar el alineamiento y las pendientes mejorando las condiciones del tránsito, con lo que se reducen dichos peligros.

F.1. PLANTA

Se refiere a la proyección sobre un plano horizontal de los ejes de las ramas de la intersección considerando las condiciones de sus orillas.

F.1.1. Realineamiento

Independientemente del tipo de intersección, por razones de seguridad y economía, las carreteras que se cruzan deberán ser, en lo posible, en ángulo recto. En intersecciones donde las carreteras inciden en ángulo agudo requieren de un área mayor para realizar las operaciones de vuelta derecha y tienden a limitar la visibilidad, particularmente a los conductores de camiones de carga. Cuando los camiones dan vuelta en una intersección en ángulo obtuso, el conductor tiene áreas sin visibilidad

a la derecha del vehículo. Intersecciones donde los caminos inciden en ángulo agudo, incrementan el tiempo de exposición de los vehículos que cruzan el flujo de tránsito principal y pueden incrementar la ocurrencia potencial de accidentes. La práctica de realinear los caminos que se cruzan en ángulos agudos, como se muestra en las Figuras VIII.45 -A y B, ha tenido resultados satisfactorios.

En casos donde el camino principal se encuentre en curva y el camino de menor importancia constituya la extensión de una tangente, resulta conveniente realinear el camino de menor importancia como se muestra en la Figura F.1, para guiar el tránsito hacia la carretera principal y mejorar la visibilidad en el punto de intersección.

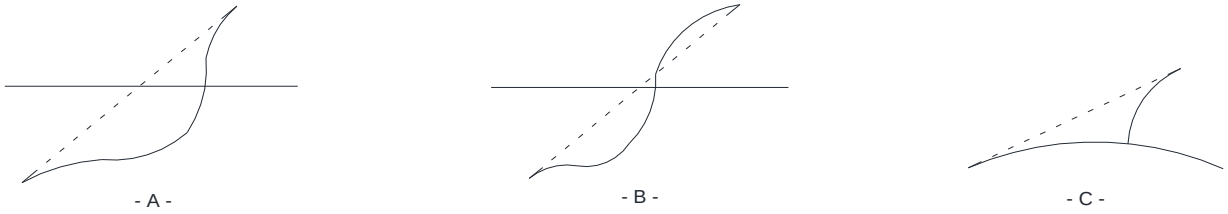


FIGURA VIII.45. Variaciones del realineamiento en intersecciones

F.1.2. Curvas horizontales

El proyecto de las curvas horizontales de las intersecciones, podría realizarse con los mismos criterios que para las carreteras, si fuese posible conservar las mismas velocidades que en la carretera abierta. Como esto no es práctico, se considera que los vehículos reducen considerablemente su velocidad y las curvas se diseñan de manera que la orilla exterior de la calzada no sea rebasada por la trayectoria de las llantas del vehículo de proyecto. Para los vehículos T-S-R, a menos que el ángulo de vuelta o deflexión sea pequeño (≤ 30°), la orilla de la calzada no puede ajustarse a una curva circular simple, por lo que si se utiliza ese tipo de curva debe moverse la curva hacia adentro, con un desplazamiento "***d"*** y luego hacer transiciones, que pueden ser rectas con variación "***d" y "l"*** (ver Figura VIII.46), o arcos circulares, en cuyo caso correspondería a una curva compuesta de tres radios (ver Figura VIII.46-B) y las Tablas VIII.45 y VIII.46, donde se indican los parámetros mínimos de la orilla de la calzada con transiciones rectas y con curvas compuestas respectivamente, recomendables para el proyecto.

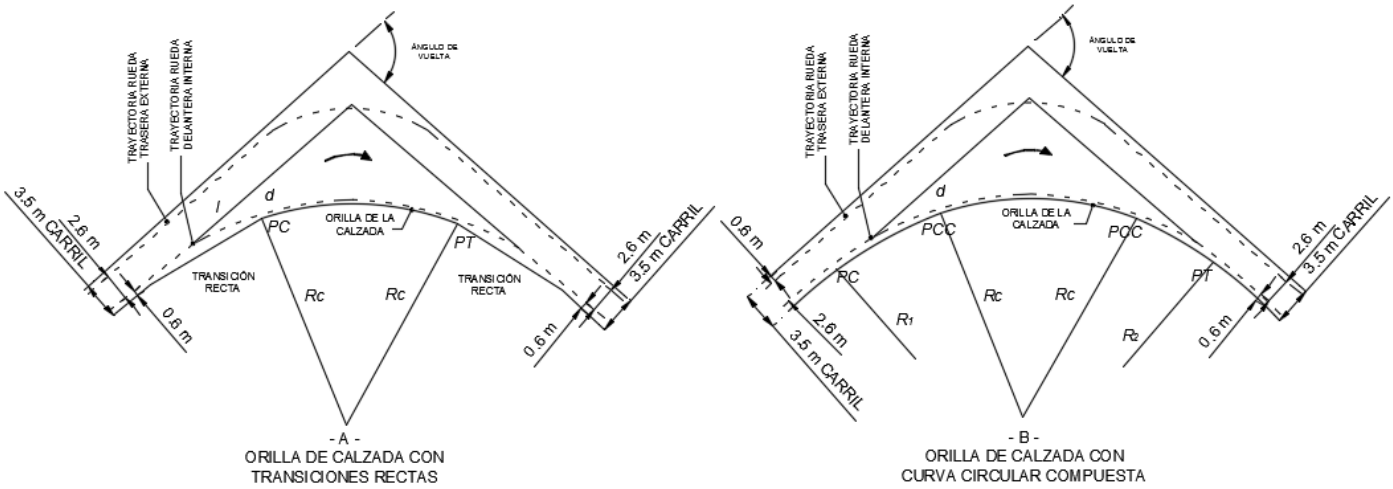


FIGURA VIII.46. Proyecto mínimo de la orilla de calzada

TABLA VIII.11. Parámetros mínimos de la orilla de la calzada con transiciones rectas

Ángulo de vuelta (grados)	Radio de curva simple única (m)	Curva circular simple desplazada		
		Radio (m)	Desplazamiento, *d* (m)	Variación de transición *d:l*
30	145	77	1,1	20:1
45	NA[1]	60	1,3	20:1
60	NA[1]	54	1,3	20:1
75	NA[1]	42	1,7	20:1
90	NA[1]	35	0,9	15:1
105	NA[1]	28	2,8	15:1
120	NA[1]	26	2,8	20:1
135	NA[1]	25	2,6	20:1
150	NA[1]	20	4,6	10:1
180	NA[1]	17	6,1	10:1

[1] NA = No aplica

TABLA VIII.12. Parámetros mínimos de la orilla de la calzada con curvas compuestas

Ángulo de vuelta (grados)	Curva circular compuesta simétrica		Curva circular compuesta asimétrica	
	Radios (m)	Desplazamiento, *d* (m)	Radios (m)	Desplazamientos (m)
30	168-76-168	1,5	76-61-198	0,5-2,1
45	168-61-168	1,5	61-52-198	0,5-2,1
60	198-46-198	1,7	61-43-183	0,5-2,4
75	213-38-213	2,0	46-34-168	0,5-3,5
90	213-34-213	2,0	30-29-168	0,6-3,5
105	213-29-213	2,4	46-24-152	0,9-4,6
120	213-26-213	2,7	46-21-152	2,0-5,3
135	213-21-213	3,8	46-20-152	2,1-5,6
150	213-20-213	4,6	61-20-152	2,7-5,6
180	213-17-213	6,1	61-18-152	3,0-6,4

F.1.2.1 Anchos de calzada para vueltas en intersecciones

El ancho del pavimento y los acotamientos en calzadas para las vueltas en las intersecciones está regulado por el volumen y condiciones de tránsito que por ella circula, así como por el radio de la curva. Estas anchuras pueden diseñarse para la operación en uno o dos sentidos de circulación. Se describen 3 posibilidades de operación según la importancia del ramal:

Caso I. Operación en un solo sentido de circulación, con un solo carril y sin previsión de rebase, de un vehículo que se detenga. Se aplica en enlaces relativamente cortos, siempre que los volúmenes de tránsito sean moderados o bajos.

Caso II. Operación en un solo sentido de circulación, con un solo carril y con previsión de rebase, de un vehículo que se detenga. Permite rebasar a los vehículos detenidos, a velocidades bajas; se recomienda para volúmenes que no excedan la capacidad de un solo carril.

Caso III. Operación en uno o dos sentidos de circulación y con dos carriles. Se emplea cuando la operación es en un sentido o dos sentidos, o cuando el volumen de tránsito es tan intenso que requiere de dos carriles.

Independiente 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. Para fines de proyecto, se analizan tres condiciones de tránsito, las cuales se describen a continuación:

- Condición de Tránsito A: predominan vehículos de proyecto Ap, pero con algunos camiones C2, C3, B2 y B3.

- Condición de Tránsito B: predominan vehículos de proyecto C2, C3, B2 y B3, pero con algunos camiones semirremolques T2-S1, T2-S2, T3-S2, T3-S3.

- Condición de Tránsito C: predominan vehículos de proyecto T2-S1, T2-S2, T3-S2, T3-S3, o camiones semirremolques C2-R2, C2-R3, C3-R2, C3-R3.

En la Tabla VII.13, se dan los valores de proyecto para las anchuras de calzada necesarias para cado caso de operación y 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.

TABLA VIII.13. Ancho de calzada en los enlaces

R Radios de la orilla interna de la calzada. (m)	ANCHOS DE CALZADA EN RAMALES (m)								
	CASO I 1 Carril Operación en un sentido, sin rebase			CASO II 1 Carril Operación en un sentido, con rebase			CASO III 2 carriles Operación en uno o dos sentidos		
	CONDICIÓN DE TRÁNSITO								
	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 del caso I			Cuando el acotamiento sea de 1,20 m o mayor, reducir 0,60 m		

F2. PERFIL

Se evitarán los cambios sustanciales de pendiente y las combinaciones de pendientes que hagan difícil el control del vehículo en las intersecciones; sin embargo, como esto no es siempre factible, se deben prever distancias de visibilidad adecuadas a lo largo de los caminos, en el cruce y en las esquinas. Una curva en cresta seguida por una curva horizontal cerrada es una combinación indeseable en el área de la intersección.

Las rasantes del perfil y las secciones transversales de las ramas de una intersección, deberán ajustarse a una distancia suficiente antes de la intersección para proporcionar una intersección suave y un drenaje adecuado. Normalmente la rasante del camino principal deberá conservarse a través de la intersección y la del camino secundario se ajustará al principal. Este proyecto incluye una transición en el vértice superior al centro del camino secundario, hacia una sección transversal inclinada en su entronque con el camino principal.

Para el caso de intersecciones simples sin canalización en las que se manejen bajas velocidades de proyecto y control de ALTO o de semáforo, puede ser recomendable alabear el vértice superior de ambos caminos hacia un plano en la intersección; el plano adecuado dependerá de la dirección del drenaje y de otras condiciones. Los cambios de un talud transversal a otro deberán ser graduales.

Las intersecciones en las cuales un camino secundario cruza una carretera dividida de varios carriles con una faja separadora central angosta, en una curva sobre elevada, tendrán que evitarse siempre que sea posible, debido a la dificultad de ajustar las pendientes para poder tener un cruce adecuado. Las rasantes de carriles separados para dar vuelta se proyectarán para ajustarse a los taludes transversales y a las pendientes longitudinales de las ramas de la intersección.

El alineamiento y las pendientes están sujetos a mayores limitaciones en las intersecciones o cerca de éstas, a diferencia de lo que ocurre en el camino abierto. En las intersecciones o cerca de éstas, en la combinación del alineamiento horizontal y vertical, los carriles deberán ser claramente visibles y entendibles para los conductores en todo momento y dirección de recorrido, libres de posibles conflictos repentinos.

F.3. SECCIÓN

Los criterios y sobreelevación máxima de 10% que se utiliza en tramos carreteros, son aplicables a intersecciones. La Tabla VIII.14, sugiere rangos de los valores de sobreelevación para cada velocidad de proyecto y radio de la curva; es recomendable utilizar valores en el tercio superior. Cuando la probabilidad de heladas o nevadas en el sitio es alta la sobreelevación no debe exceder del 8%.

La Tabla VIII.15, recomienda sobreelevaciones máximas del cambio en la elevación de la orilla de calzada respecto al eje de giro; así que el diferencial de elevación dividido entre el ancho de calzada, si se gira sobre la orilla, no debe exceder los valores de dicha Tabla.

Al proyectar los ramales de salida o de entrada a las intersecciones en curva, sobre todo en bifurcaciones, es posible que las sobreelevaciones tengan valores diferentes y a veces encontradas; en tales casos, el quiebre o diferencia algebraica de pendientes no excederá a los valores sugeridos en la Tabla VIII.16.

TABLA VIII.14. Sobreelevación de curvas en intersecciones

Radio (m)	Grado de curvatura	Velocidad de Proyecto, en km/h					
		25	30	40	50	60	65
15	75	0,02-0,10	-	-	-	-	-
27	45	0,02-0,07	0,02-0,10	-	-	-	-
46	25	0,02-0,05	0,02-0,08	0,04-0,10	-	-	-
70	16	0,02-0,04	0,02-0,06	0,03-0,08	0,06-0,10	-	-
95	12	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,06	0,05-0,09	0,08-0,10	-
131	9	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,05	0,04-0,07	0,06-0,09	0,09 - 0,10
183	6	0,02	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,05	0,05-0,07	0,07 - 0,09
305	4	0,02	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05	0,05-0,06
457	2.5	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05
610	2	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04
914	1	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02 - 0,03

TABLA VIII.15. Tasa máxima de variación de orilla de calzada de curvas en intersecciones

Velocidad de Proyecto (km/h)	25 – 40	50	65	80	90	100	105	110
Tasa máxima de cambio de elevación de orilla de calzada respecto al eje de giro.	0,71	0,67	0,58	0,50	0,47	0,45	0,41	0,40

TABLA VIII.16. Diferencia algebraica máxima de pendiente transversal entre las calzadas del ramal y de la carretera

Velocidad de Proyecto en salida o entrada, en km/h	Diferencia algebraica máxima de pendiente entre ramal y carretera, en %
30 y menor	5,0 a 8,0
40 y 50	5,0 a 6,0
60 y mayor	4,0 a 5,0

G. VISIBILIDAD

G.1. DISTANCIAS DE VISIBILIDAD

Cualquier intersección implica la posibilidad de conflictos potenciales entre los vehículos. Esta posibilidad puede reducirse significativamente proporcionando distancias de visibilidad adecuadas y controles del tránsito apropiados. Los accidentes y la eficiencia de las operaciones de tránsito dependen también del juicio, capacidad y respuesta de los conductores.

La distancia de visibilidad en un cruce será suficiente para evitar el riesgo de colisión entre un vehículo que empieza a cruzar desde una posición de alto total y un vehículo circulando por el camino principal, a la velocidad de proyecto después de que se inicie la operación de cruce.

El procedimiento para calcular la distancia de visibilidad de parada, tratado en los tramos carreteros, es también aplicable a curvas de intersecciones con la misma velocidad de proyecto. La Tabla VIII.17, resume los valores obtenidos para velocidades de proyecto de 15, 25, 30, 40 y 55 km/h, considerando un tiempo de reacción de frenado de 2.5 segundos y coeficientes de fricción que varían entre 0.44 y 0.34. Estos valores son los mínimos que serán proporcionados en todos los puntos de la curva en una intersección. Se utilizarán como elementos de control, tanto en el proyecto del alineamiento horizontal como del vertical.

TABLA VIII.17. Distancia de visibilidad de parada para curvas de intersecciones

Velocidad de proyecto, en km/h	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia de visibilidad de parada (m)	15	20	31	46	63	83	104	128	155	183	214

La distancia de visibilidad debe ser suficiente tanto en curvas verticales como en curvas horizontales de una misma rama, así como entre vehículos que circulan en diferentes ramas, de acuerdo con el tipo de operación considerado en la intersección.

G.1.1. Curvas Verticales

La longitud de las curvas verticales se determinará de la misma manera que para tramos carreteros, con base en la distancia de visibilidad medida desde los ojos del conductor situados a una altura de 1.08 m, hasta un objeto con una altura de 0.60 m. En este caso, son aplicables directamente las fórmulas referentes a curvas verticales en cresta.

La Figura VIII.47 y la Tabla VIII.18, muestran la relación entre la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud de la curva vertical en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada requerida.

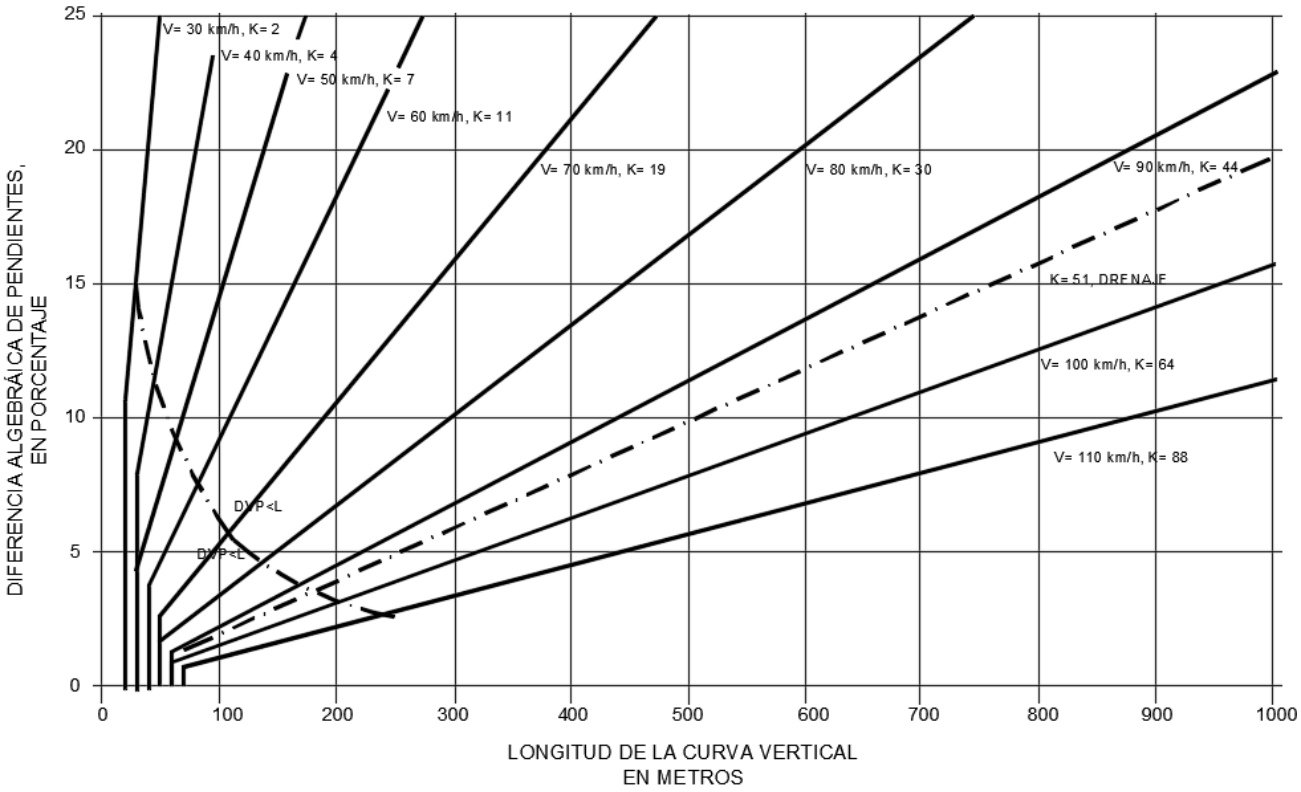


FIGURA VIII.47. Parámetros de proyecto para curvas verticales en cresta (condiciones de camino abierto)

Las mismas longitudes mínimas anteriores, se utilizarán en curvas verticales en columpio, ya que el criterio tradicional de considerar la distancia que alumbra el haz de luz de los faros de los automóviles no tiene sentido debido a la curvatura.

TABLA VIII.18. Parámetros de proyecto para curvas verticales en cresta para proporcionar la distancia de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Valores del parámetro *K*[a] (m/%)	
		Calculado	De Proyecto
30	31	1,4	2
40	46	3,1	4
50	63	6,4	7
60	85	11,0	11
70	110	18,4	19
80	140	29,8	30
90	170	43,9	44
100	205	63,9	64
110	240	87,5	88

[a] El parámetro de la curva vertical, *K*, es la longitud de la curva entre la diferencia algebraica porcentual de las pendientes que se intersectan (es decir, *K=L/A*).

G.1.2. Curvas Horizontales

La línea de visibilidad sobre la parte interna de la curva horizontal libre de obstrucciones, será tal, que la distancia medida sobre el arco a lo largo de la trayectoria del vehículo, sea igual o exceda las distancias de visibilidad de la Tabla VIII.18. La Figura VIII.47, proporciona la distancia mínima "m" libre de obstrucciones para diferentes velocidades de proyecto y radios del borde interno de la calzada. Tanto la posición de los ojos del conductor como la del objeto observado se consideran a una distancia de 1.80 m desde el borde interno de la calzada.

G.1.3. Triángulo de Visibilidad

G.1.3.1 Aproximación a la intersección

Cada cuadrante de una intersección contendrá un área triangular libre de obstrucciones que pudieran bloquear la vista del conductor, de vehículos potencialmente conflictivos. La longitud de los lados de esta área triangular a lo largo de ambas vías de la intersección, será tal, que los conductores puedan ver cualquier vehículo que circule por el camino secundario con tiempo suficiente para bajar la velocidad o para detenerse antes de colisionar dentro de la intersección. En la Figura G.3-A, se muestran triángulos típicos de visibilidad libre a la izquierda y a la derecha para un vehículo que se aproxime a una intersección no controlada o controlada.

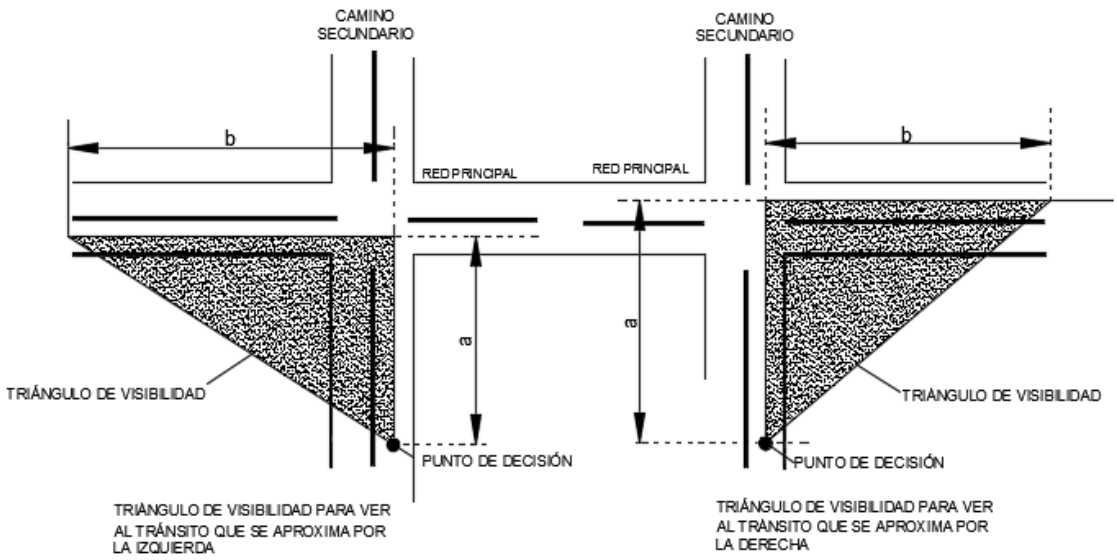
El vértice del triángulo de visibilidad en un acceso de camino secundario (o en un acceso no controlado), representa el punto de decisión para el conductor que circula por el camino secundario (véase la Figura G.3-A). Este punto de decisión es el lugar en el cual el conductor en el camino secundario empezará a frenar hasta detenerse totalmente si otro vehículo está presente en un acceso a la intersección. La distancia con respecto al camino principal, a lo largo del camino secundario, se identifica con la dimensión “a” en la Figura G.3-A.

La geometría de un triángulo de visibilidad libre es aquél en que el conductor de un vehículo sin el derecho de paso en el camino secundario, observa a otro vehículo en el camino principal que tiene el derecho de paso en una intersección. La dimensión “b”, ilustra la longitud del triángulo de visibilidad. Por lo tanto, los vehículos sin el derecho de paso deben bajar la velocidad o detenerse, en caso de ser necesario. Figura G.3-A.

En intersecciones controladas por señales de alto o por semáforos, la necesidad de detenerse en la intersección para los vehículos que se aproximan, quedará determinada por los dispositivos de control del tránsito y no por la presencia o ausencia de vehículos en los accesos a la intersección.

G.1.3.2 Salida de la intersección

En la Figura VIII.48 -B, se muestran triángulos de visibilidad libres de salida, del lado izquierdo y del derecho del acceso, para vehículos detenidos sobre el camino secundario. De la misma manera para el otro acceso de sentido de circulación contrario. En los dos accesos se instalarán señales de “ALTO” o de incorporación “CEDA EL PASO”.



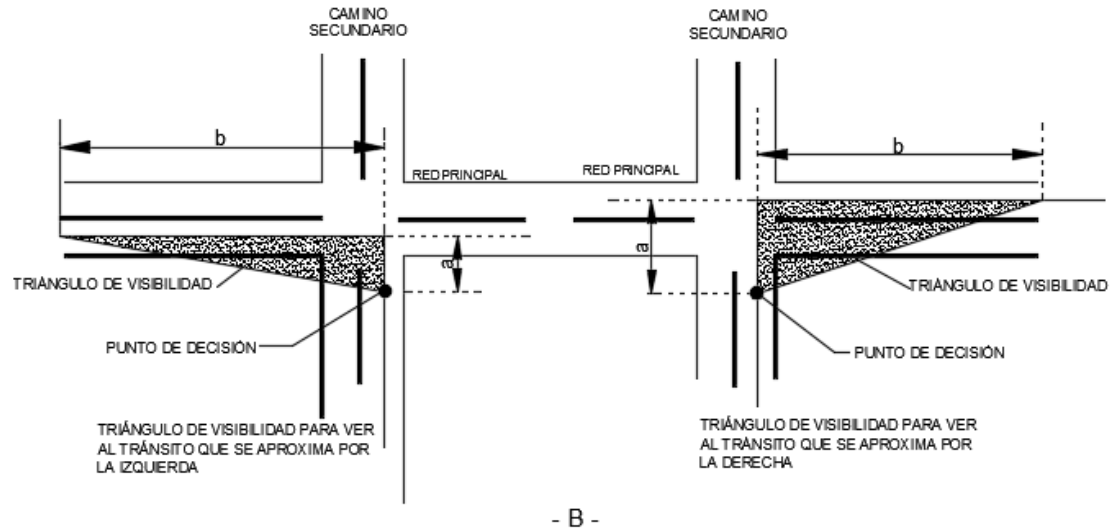


FIGURA VIII.48. Distancia de visibilidad en intersecciones, triángulo mínimo de visibilidad

G.1.3.3 Control de la intersección

Existen diferentes tipos de control del tránsito que pueden aplicarse a las intersecciones a nivel. Estos son:

a) Caso "A". Sin control

En cruces sin control de señales "CEDA EL PASO", "ALTO" o semáforos, los conductores de vehículos que se aproximan a la intersección deben ser capaces de percibir un peligro potencial con suficiente anticipación para modificar la velocidad de sus vehículos antes de llegar a la intersección. Observaciones de campo indican que los vehículos que se aproximan reducen la velocidad hasta el 50%. Desde el punto de decisión del triángulo de visibilidad para ver al tránsito que se aproxima por la derecha (ver Figura VIII.48 -A), el conductor ve al vehículo que se acerca por la otra carretera, es la distancia que se recorre en un tiempo de 3.6 seg. (2.6 seg. de tiempo de percepción y 1 seg. reacción, para aplicar el freno o acelerar para ajustar la velocidad).

La Tabla VIII.19, muestra la distancia recorrida por un vehículo que se acerca durante ese tiempo, en función de la velocidad de proyecto de la vía en la que se ubica el acceso a la intersección. Para las velocidades en cada uno de los caminos que se cruzan, el triángulo de visibilidad de la Figura VIII.48 -A, queda definido por las distancias mínimas a lo largo de dichos caminos. Distancias iguales o mayores a los valores anteriores, permitirán que los vehículos circulando por los accesos de los dos caminos que se cruzan, puedan modificar su velocidad antes de llegar a la intersección.

TABLA VIII.19. Longitud de los lados del triángulo de visibilidad: caso a – sin control de tránsito

Velocidad (km/h)	Distancias "a" y "b" (m)
20	20
30	30
40	40
50	50
60	60
70	75
80	85
90	95
100	105
110	115

Nota: Para pendientes del acceso mayor a 3%, multiplíquense los valores en esta Tabla por el factor apropiado de ajuste a partir de la Tabla G.4.

Las intersecciones sin control, con triángulos de visibilidad cuyas distancias sean iguales a las mostradas arriba, no son necesariamente seguras, ya que los vehículos circulando por cada uno de los accesos, aun modificando su velocidad, pueden arribar a la intersección al mismo tiempo. En tales condiciones, los vehículos que se acercan a la intersección por la derecha tendrán la preferencia de paso de los vehículos que se aproximan a la izquierda, los cuales deberán ceder el paso.

Estos proyectos se utilizarán sólo en intersecciones de caminos de dos carriles de poco tránsito, donde el costo de proporcionar mayores distancias de visibilidad es prohibitivo. Cuando no se pueda proporcionar el triángulo mínimo de visibilidad se utilizarán dispositivos para el control del tránsito que hagan reducir su velocidad a los vehículos o incluso detenerlos aún en los casos en que ambos caminos tengan tránsitos bajos.

Cuando la pendiente en el acceso de una intersección exceda el 3%, la rama del triángulo de visibilidad libre a lo largo de ese acceso se ajustará multiplicando la distancia de visibilidad de la Tabla VIII.19. por el factor apropiado de ajuste de la Tabla VIII.20.

Si la distancia de visibilidad proporcionada en la Tabla VIII.19, ajustada por efecto de las pendientes de acceso, no puede proporcionarse, entonces se considerará la instalación de señalamientos restrictivos de velocidad en los accesos de la carretera principal o instalar señales de alto en uno o más de los accesos.

TABLA VIII.20. Factor de ajuste para la distancia de visibilidad en función de la pendiente del acceso.

Pendiente en el acceso (%)	Velocidad de Proyecto (km/h)									
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
-6	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2
-5	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2
-4	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
-3 a +3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
+4	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+5	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+6	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Nota: Con base en el cociente de la distancia de visibilidad de parada en una pendiente específica del acceso entre la distancia de visibilidad de parada en terreno plano.

b) Caso "B". ALTO en rama secundaria

Los triángulos de visibilidad de salida, para las intersecciones con dispositivos de control de ALTO en el camino secundario, se considerarán para tres situaciones:

Caso B1: Vuelta izquierda desde el camino secundario

Caso B2: Vuelta derecha desde el camino secundario

Caso B3: Cruce del camino principal desde el camino secundario

La distancia de visibilidad en una intersección con dispositivos de control de ALTO en el camino secundario, es más larga que la distancia de visibilidad de parada en un tramo; lo anterior, para asegurar que la intersección opere adecuadamente. Los conductores de vehículos en el camino secundario deberán esperar hasta que puedan proceder a cruzar o incorporarse al camino principal con seguridad, sin obligar al vehículo que circula por el camino principal a detenerse.

- Caso B1. Vuelta izquierda desde el camino secundario

Cuando se presentan triángulos de visibilidad de salida para los vehículos que se aproximan de la derecha o izquierda, como los mostrados en la Figura VIII.19-B, se deben considerar dispositivos de control de ALTO en el camino secundario.

El vértice (punto de decisión) del triángulo de visibilidad de salida en el camino secundario, donde el vehículo está detenido para cruzar o incorporarse al camino principal, se ubicará a 4.4 m a 5.4 m de la orilla de la calzada del camino principal.

La Tabla VIII.21, proporciona el tiempo suficiente para que un vehículo detenido sobre el camino secundario pueda acelerar y completar la vuelta izquierda, sin interferir la circulación de los vehículos del camino principal.

Aplicando la Tabla VIII.21, se puede asumir que normalmente el vehículo que circula por el camino secundario es un automóvil. Sin embargo, donde ingresen al camino principal volúmenes sustanciales de vehículos pesados, se recomienda utilizar los valores tabulados para vehículos de carga unitarios y articulados.

El ajuste por la pendiente del acceso del camino secundario, sólo será requerido si las ruedas traseras del vehículo de proyecto se encuentran en una pendiente ascendente superior a 3%, cuando el vehículo esté parado en la línea de ALTO del acceso del camino secundario.

La distancia de visibilidad en la intersección a lo largo del camino principal (distancia “b” en la Figura VIII.19-B) está determinada por:

$$DVI = 0.278\ V_{principal}\ \ t_b$$

En donde:

DVI = “b” = Distancia de visibilidad en la intersección (longitud de la rama del triángulo de visibilidad a lo largo del camino principal), en metros;

$V_{principal}$ = Velocidad de proyecto del camino principal, en km/h; y

t_b = Tiempo para que el vehículo en el camino secundario se incorpore al camino principal, en segundos.

TABLA VIII.21. Tiempo para que el vehículo en el camino secundario se incorpore al camino principal (tb), para el caso b1 – vuelta izquierda desde la posición de alto

Vehículo de Proyecto	t_b en segundos a la Velocidad de Proyecto del Camino Principal
Automóvil	7,5
Camión de Carga Unitario	9,5
Camión de Carga Articulado	11,5

Nota: Tiempo para que el vehículo en el camino secundario se incorpore al camino principal (tiempo), para que un vehículo detenido gire a la izquierda y se incorpore a una carretera de dos carriles sin faja separadora central y pendiente longitudinal de 3% o menos. En los siguientes casos es necesario llevar a cabo un ajuste en los valores de la Tabla:

Para carreteras multicarril:

Para vueltas izquierdas hacia carreteras de dos sentidos con más de dos carriles, añadir 0.5 segundos para automóviles y 0.7 segundos para camiones de carga por cada carril adicional por encima de uno, que tenga que ser cruzado desde la izquierda por el vehículo que da la vuelta.

Para pendientes longitudinales en el acceso de la carretera secundaria:

Si la pendiente del acceso es una pendiente ascendente mayor a 3%, añadir para las vueltas izquierdas 0.2 segundos por cada 1% adicional.

Por ejemplo, un automóvil dando vuelta a la izquierda para incorporarse a un camino principal de un carril por sentido, se le proporcionará una distancia de visibilidad equivalente a una tiempo de 7.5 segundos en el tránsito del camino principal. Si la velocidad de proyecto del camino principal es de 100 km/h, esto

corresponde a una distancia de visibilidad de 0.278(100)(7.5) = 208.5, redondeando para proyecto 210 m.

Un automóvil dando vuelta a la izquierda para incorporarse a un camino no dividido de cuatro carriles, requerirá cruzar dos carriles próximos en vez de uno. Lo anterior aumenta el tiempo recomendado en el tránsito del camino principal de 7.5 a 8.0 segundos. El valor correspondiente de la distancia de visibilidad para este ejemplo sería 223 m.

Si el acceso del camino secundario a esa intersección está ubicado en una pendiente ascendente del 4%, entonces el tiempo seleccionado para el proyecto de la distancia de visibilidad en la intersección para las vueltas izquierdas, será incrementada de 8.0 a 8.8 segundos, equivalente a un aumento de 0.2 segundos por cada 1% de pendiente.

Los valores para el proyecto de la distancia de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados (representados por los vehículos de proyecto (T3-S3-S2, T2-S1-R2, T3-S1-R2, T3-S2-R2, T3-S2-R3 y T3-S2-R4), se presentan en la Tabla G.6.

TABLA VIII.22. Distancia de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados para el caso b1 – vuelta izquierda desde la posición de alto en el camino secundario

Velocidad de Proyecto del camino principal (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada en el camino principal (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles (m)		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados (m)	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	41,7	45	63,9	65
30	31	62,6	65	95,9	100
40	46	83,4	85	127,9	130
50	63	104,3	105	159,9	160
60	83	125,1	130	191,8	195
70	104	146,0	150	223,8	225
80	128	166,8	170	255,8	260
90	155	187,7	190	287,7	290
100	183	208,5	210	319,7	320
110	214	229,4	230	351,7	355

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo detenido que da la vuelta a la izquierda hacia una carretera principal de dos carriles sin faja separadora central y pendiente de acceso de 3% o menos. Para otras condiciones, el tiempo será ajustado y la distancia de visibilidad requerida recalculada.

El proyecto de la distancia de visibilidad para vueltas izquierdas en intersecciones de carreteras divididas, considerará múltiples combinaciones de vehículo de proyecto y ancho de faja separadora central. Si se utiliza un vehículo de proyecto más grande que un automóvil, para determinar la distancia de visibilidad en una intersección de un camino dividido, entonces la distancia de visibilidad para las vueltas izquierdas requerirá ser verificada para dicho vehículo.

Si la faja separadora central del camino dividido es bastante ancha para almacenar al vehículo de proyecto, con un espacio libre mínimo de 1 m de los extremos del vehículo a los carriles del tránsito transversal, se hará el análisis del triángulo de visibilidad de salida para las vueltas izquierdas, desde el acceso del camino secundario hacia la calzada próxima a la izquierda.

Si el vehículo de proyecto puede ser almacenado en la faja separadora central con espacio libre adecuado a los carriles del tránsito transversal, se dispondrá de un triángulo de visibilidad de salida para las vueltas izquierdas. Cuando la faja separadora central no tiene el suficiente ancho para almacenar al vehículo de proyecto, se considerará un triángulo de visibilidad de salida, para que ese vehículo de proyecto dé vuelta izquierda desde el camino secundario.

Se considerará el ancho de la faja separadora central, al determinar el número de carriles a ser cruzados, o sea, el ancho de la faja separadora central se convertirá a carriles equivalentes. Por ejemplo, una faja separadora central de 7.2 m, será considerada como dos carriles adicionales a ser cruzados. Además, se proporcionará un triángulo de visibilidad de salida para vueltas izquierdas, desde la faja separadora central para el vehículo de proyecto más largo que pueda estar alojado en dicha faja.

Si una intersección de una carretera dividida tiene un ancho de faja separadora central de 12 m y el vehículo de proyecto para distancia de visibilidad es un camión de carga articulado de 22 m, se proporcionarán triángulos de visibilidad de salida a la derecha y a la izquierda, para el camión que da vuelta a la izquierda desde el camino secundario.

- Caso B2. Vuelta derecha desde el camino secundario

Para las vueltas derechas desde el camino secundario hacia el camino principal el triángulo de visibilidad de salida para el tránsito que se aproxima desde la izquierda, será como el mostrado en la Figura VIII.19.B. La distancia de visibilidad en la intersección para las vueltas derechas, se determina de la misma manera que para el Caso B1, excepto que el tiempo (t_b) mostradas en la Tabla VIII.21, las que serán ajustadas de acuerdo con la Tabla VIII.23. Observaciones de campo indican, que al realizar vueltas derechas, los conductores generalmente aceptan tiempos (t_b) que son ligeramente menores que los aceptados cuando realizan vueltas izquierdas.

Los tiempos indicados en la Tabla VIII.21, pueden disminuirse en 1.0 segundo, para las maniobras de vuelta derecha sin interferencia indebida con el tránsito circulando por el camino principal.

Los valores de proyecto con base en estos tiempos ajustados y las distancias de visibilidad, se muestran en las Tablas VIII.23 y VIII.24., respectivamente, para automóviles y camiones de carga articulados (representados por los vehículos de proyecto (T3-S3-S2, T2-S1-R2, T3-S1-R2, T3-S2-R2, T3-S2-R3 y T3-S2-R4). Cuando la distancia mínima de visibilidad recomendada para una maniobra de vuelta derecha no pueda proporcionarse, incluso con la reducción de 1.0 segundo, entonces se considerará la instalación de señalamientos restrictivos de velocidad en los accesos de la carretera principal.

TABLA VIII.23. Tiempos para el caso b2 – vuelta derecha desde el camino secundario y para el caso b3 – maniobra de cruce

Vehículo de Proyecto	Tiempo (t_b) (segundos) a la Velocidad de Proyecto del Camino Principal
Automóvil Camiones de Carga Unitarios Camiones de Carga Articulados	6,5 8,5 10,5

Nota: Las tiempos son para que un vehículo detenido gire a la derecha o cruce una carretera de dos carriles sin faja separadora central y pendiente longitudinal de 3% o menos. En los siguientes casos es necesario llevar a cabo un ajuste en los valores de la Tabla:

Para carreteras multicarril:

Para cruzar una carretera principal con más de dos carriles, añadir 0.5 segundos para automóviles y 0.7 segundos para camiones de carga por cada carril adicional por encima de uno, que tenga que ser cruzado; y para fajas separadoras centrales angostas que no puedan almacenar al vehículo de proyecto.

Para pendientes longitudinales en el acceso de la carretera secundaria:

Si la pendiente del acceso es una pendiente ascendente mayor a 3%, añadir 0.1 segundo por cada 1 % adicional.

Tabla VIII.24. Distancia de visibilidad en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados para el caso b2 – vuelta derecha desde el camino secundario y para el caso b3 – maniobra de cruce

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles (m)		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados (m)	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	36,1	40	58,4	60
30	31	54,2	55	87,6	90
40	46	72,3	75	116,8	120
50	63	90,4	95	146,0	150
60	83	108,4	110	175,1	180
70	104	126,5	130	204,3	205
80	128	144,6	145	233,5	235
90	155	162,6	165	262,7	265
100	183	180,7	185	291,9	295
110	214	198,8	200	321,1	325

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo detenido que da la vuelta a la derecha o cruza una carretera de dos carriles sin faja separadora central y pendiente de acceso de 3% o menos. Para otras condiciones, ~~al~~ el tiempo será ajustado y la distancia de visibilidad requerida recalculada.

- Caso B3. Maniobra de cruce desde el camino secundario

Así como en los casos, B1 y B2, también se debe analizar la distancia de visibilidad adecuada para los vehículos que circulen por el camino secundario y crucen el camino principal. Sin embargo, en las situaciones siguientes se recomienda verificar la disponibilidad de la distancia de visibilidad para maniobras de cruce:

- Cuando las vueltas izquierdas y derechas no están permitidas desde un acceso particular y la maniobra de cruce es la única maniobra legal;

- Cuando el vehículo cruce una anchura de más de seis carriles; o

- Cuando volúmenes importantes de vehículos pesados crucen la carretera principal y existan pendientes pronunciadas que puedan retardar la salida de sus partes traseras y se encuentren aún en la intersección.

La fórmula para la distancia de visibilidad en la intersección en el Caso B1, también se usa para la maniobra de cruce, excepto que los tiempos (tb) se obtienen de la Tabla VIII.21. Ésta presenta los tiempos y los factores de ajuste apropiados para determinar la distancia de visibilidad en la intersección a lo largo del camino principal, para acomodar maniobras de cruce.

En intersecciones de carreteras divididas, dependiendo de las magnitudes relativas de la anchura de la faja separadora central y la longitud del vehículo de proyecto, la distancia de visibilidad en la intersección requiere ser determinada para cruzar ambas coronas del camino principal dividido o sólo para cruzar los carriles de la corona próxima y detenerse en la faja separadora central, antes de proceder con el cruce de la segunda corona. La aplicación de los factores de ajuste por anchura de la faja separadora central y pendiente longitudinal se discutieron en el Caso B1.

La Tabla VIII.22, muestra los valores de proyecto para automóviles y camiones de carga articulados (representados por los vehículos de proyecto (T3-S3-S2, T2-S1-R2, T3-S1-R2, T3-S2-R2, T3-S2-R3 y T3-S2-R4)), para la maniobra de cruce, con base en los tiempos sin ajuste de la Tabla G-5.

c) Caso C. Intersecciones con control de incorporación sobre el camino secundario

Los conductores que se aproximen a señales de incorporación, se les permite entrar o cruzar el camino principal sin detenerse, siempre y cuando no haya vehículos de peligro potencial circulando por el camino principal. Las distancias de visibilidad requeridas por los conductores en accesos con control de incorporación, exceden aquéllas para los accesos controlados con señal de ALTO.

Para intersecciones de cuatro ramas con control de incorporación en el camino secundario, se proporcionarán dos pares separados de triángulos de visibilidad de llegada, como los mostrados en la Figura VIII.19-A. De esta manera, se debe establecer un juego de triángulos de visibilidad para acomodar las maniobras de cruce del camino principal y otro adicional para acomodar las vueltas izquierdas y derechas hacia el camino principal. Ambos juegos de triángulos de visibilidad se verificarán en relación con potenciales obstrucciones a la visibilidad.

Para intersecciones de tres ramas con control de incorporación en el camino secundario, sólo se considerarán los triángulos de visibilidad de llegada para acomodar las maniobras de vuelta izquierda y derecha hacia el camino principal, ya que la maniobra de cruce no existe.

- Caso C.1. Maniobra de cruce desde el camino secundario

La longitud de la rama del triángulo de visibilidad de llegada a lo largo del camino secundario, para acomodar la maniobra del cruce desde un acceso con control de incorporación (distancia “a” en la Figura VIII.19-A), se ilustra en la Tabla

VIII.25. Las distancias en la Tabla G.I, están basadas en los mismos supuestos que para el Caso A, excepto que, con base en observaciones de campo, los vehículos circulando por el camino secundario que no se detienen, realizan la maniobra de ajuste de su velocidad en un tiempo de 4.6 segundos, en vez de en 3.6 segundos como en el Caso A (reducen su velocidad hasta 60% de la velocidad de proyecto del camino secundario, en vez de hasta 50%).

TABLA VIII.25. Caso C.1 – Maniobra de cruce desde intersecciones con control de incorporación – longitud de la rama del camino secundario y tiempos para automóviles y camiones de carga articulados

Velocidad de Proyecto (km/h)	Acceso del Camino Secundario		Tiempo t_b (segundos) para Automóviles		Tiempo t_b (segundos) para Camiones de Carga Articulados	
	Longitud de la Rama (m)	Tiempo de Viaje t_a (s)	Valor Calculado	Valor para Proyecto	Valor Calculado	Valor para Proyecto
20	30	3,2	7,2	7,2	12,1	12,1
30	40	3,6	6,2	6,5	9,6	9,6
40	55	4,0	6,0	6,5	8,5	8,5
50	65	4,4	6,0	6,5	8,0	8,0
60	80	4,8	6,1	6,5	7,8	8,0
70	90	5,1	6,2	6,5	7,7	8,0
80	105	5,5	6,5	6,5	7,7	8,0
90	120	5,9	6,8	6,8	7,9	8,0
100	130	6,3	7,1	7,1	8,1	8,5
110	145	6,7	7,4	7,4	8,3	8,5

Nota: Las distancias y tiempos en esta Tabla son para un vehículo que cruza una carretera de dos carriles sin faja separadora central y pendiente de acceso de 3% o menos. Para pendientes de acceso de más de 3%, multiplíquense por los factores en la Tabla VIII.20.

Se le debe considerar tiempo suficiente al vehículo que circula por la carretera principal, con objeto de que el vehículo que va por el camino secundario tenga la posibilidad de:

1) Circular desde el punto de decisión hasta la intersección, mientras va reduciendo su velocidad hasta alrededor del 60% de la velocidad de proyecto del camino secundario;

2) Cruzar y librar la intersección a esa misma velocidad.

La distancia de visibilidad de intersección a lo largo del camino principal para acomodar la maniobra de cruce (distancia “b” en la Figura VIII.19.) se calculará con las ecuaciones siguientes:

$$t_b = t_a + \frac{w + L_a}{0.167\, V_{secundario}}$$

$$b = 0.278\, V_{principal}\, t_b$$

En donde:

t_b = tiempo de viaje (tiempo) para alcanzar y cruzar el camino principal, en segundos;

b = longitud de la rama del triángulo de visibilidad a lo largo del camino principal, en metros;

t_a = tiempo de viaje para alcanzar el camino principal desde el punto de decisión para un vehículo que no se detiene, en segundos (use el valor apropiado para la velocidad de proyecto del camino secundario a partir de la Tabla VIII.25., ajustado por pendiente longitudinal del acceso, de ser el caso);

w = ancho de la intersección a ser cruzada, en metros;

L_a = longitud del vehículo de proyecto, en metros:

$V_{secundaria}$ = Velocidad de proyecto del camino secundario, en km/h; y

$V_{principal}$ = Velocidad de proyecto del camino principal, en km/h.

El valor de t_b será igual o excederá el tiempo apropiado de viaje para cruzar el camino principal desde un acceso controlado con señal de ALTO, como se muestra en Tabla VIII.25. Los valores de proyecto para el tiempo (t_b) mostrados en la Tabla VIII.25, incorporan estos tiempos de cruce para carreteras de dos carriles y son utilizados para desarrollar la longitud de la rama del triángulo de visibilidad a lo largo del camino principal indicados en la Tabla VIII.26, para automóviles y camiones de carga articulados (representados por el vehículo de proyecto DE-2970).

Las distancias y tiempos en la Tabla VIII.25, se ajustarán por efecto de la pendiente del acceso del camino secundario, utilizando los factores de la Tabla VIII.20. Si el camino principal es una carretera dividida con una faja separadora central, suficientemente ancha, para almacenar al vehículo de proyecto durante la maniobra de cruce y sólo se considerará el cruce de los carriles de la calzada próxima, además de proporcionar un triángulo de visibilidad de salida, para acelerar desde una posición de ALTO en la faja separadora central, con base en el Caso B3. Para anchuras de faja separadora central no suficientes para almacenar al vehículo proyecto, la anchura de cruce se ajustará como se discutió en el Caso B1.

- Caso C.2. Maniobras de vuelta izquierda y derecha

Para acomodar las vueltas izquierdas y derechas sin detenerse (distancia “a” en la Figura VIII.19.A), la longitud de la rama del triángulo de visibilidad de llegada a lo largo del camino secundario, será de 25 m. Esta distancia se basa en el supuesto de que los conductores que dan vueltas izquierdas y derechas sin detenerse, desacelerarán hasta una velocidad de vuelta de 16 km/h.

La rama del triángulo de visibilidad de llegada a lo largo del camino principal (distancia “b” en la Figura VIII.19.A., es similar a la rama del camino principal del triángulo de visibilidad de salida para intersecciones controladas con señal de ALTO en los Casos B1 y B2. Sin embargo, las tiempos en la Tabla VIII.21., se incrementarán en 0.5 segundos, obteniendo los valores mostrados en la Tabla VIII.26. Las longitudes apropiadas de la rama del triángulo de visibilidad se muestran en la Tabla VIII.27., para automóviles y camiones de carga articulados (representados por el vehículo de proyecto DE-2970).

TABLA VIII.26. Longitud de la rama del triángulo de visibilidad a lo largo del camino principal para automóviles y camiones de carga articulados – caso c.1– maniobra de cruce desde intersecciones con control de incorporación

Velocidad de Proyecto del Camino Principal (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (metros)	Valores de Proyecto para Automóviles (m)					Valores de Proyecto para Camiones de Carga Articulados (m)				
		Velocidad de Proyecto del Camino Secundario (km/h)									
		20	30 - 80	90	100	110	20	30	40	50 - 90	100-110
20	20	40	40	40	40	45	70	55	50	45	50
30	30	60	55	60	60	65	105	85	75	70	75
40	45	85	75	80	80	85	135	110	95	90	95
50	65	105	95	95	100	105	170	135	120	115	120
60	85	125	110	115	120	125	205	165	145	135	145
70	110	145	130	135	140	145	240	190	170	160	170
80	140	165	145	155	160	165	270	215	190	180	190
90	170	185	165	175	180	190	305	245	215	205	215
100	205	205	185	190	200	210	340	270	240	225	240
110	240	225	200	210	220	230	370	295	260	245	260

Nota: Los valores en esta Tabla se basan en las distancias y tiempos no ajustados en la Tabla G.9. y se ajustarán utilizando los factores en la Tabla VIII.20.

El vehículo que circula por el camino secundario requiere de 3.5 segundos para recorrer la distancia entre el punto de decisión y la intersección. Esto representa un tiempo adicional de recorrido, necesario en una intersección con control de incorporación, pero no es indispensable en una intersección controlada con señal de ALTO (Caso B). Sin embargo, el tiempo de aceleración después de ingresar al camino principal es 3.0 segundos menor para una situación controlada con una señal de incorporación (“CEDA EL PASO”), que para otra con señal de “ALTO”, ya que, el vehículo que da vuelta no se detiene; por lo tanto, el incremento neto de 0.5 segundos en el tiempo de recorrido es, precisamente, la diferencia entre ambas situaciones.

Los triángulos de visibilidad de salida, como los proporcionados para accesos controlados con señal de ALTO (véanse Casos B1, B2 y B3), también serán proporcionados para accesos con control de incorporación, con el fin de acomodar a los vehículos del camino secundario que se detienen en la señal de incorporación “CEDA EL PASO”, con ello, se evitan conflictos con los vehículos del camino principal. Sin embargo, dado que los triángulos de visibilidad de llegada para las maniobras de vuelta en accesos con control de incorporación son más largos que los triángulos de visibilidad de salida utilizados en intersecciones con control de alto, no se requerirá ninguna verificación específica de los triángulos de visibilidad de salida en la intersección con control de incorporación.

TABLA VIII.27. Tiempos para el caso C2 – vuelta izquierda o derecha

Vehículo de Proyecto	Tiempo (t_b) (segundos) a la Velocidad de Proyecto del Camino Principal
Automóvil	8,0
Camiones de Carga Unitario	10,0
Camiones de Carga Articulados	12,0

Nota: Las tiempos son para que un vehículo dé vuelta a la derecha o a la izquierda hacia una carretera de dos carriles sin faja separadora central. Los valores en la Tabla requieren ser ajustados para el caso de carreteras multicarril:

Para vueltas izquierdas hacia una carretera de dos sentidos con más de dos carriles, añadir 0.5 segundos para automóviles y 0.7 segundos para camiones de carga por cada carril adicional, desde la izquierda, por encima de uno, a ser cruzado por el vehículo que da vuelta. Para vueltas derechas, no se requiere ningún ajuste.

TABLA VIII.28. Distancia de visibilidad de proyecto en intersecciones para automóviles y camiones de carga articulados – caso c2 – vuelta izquierda o derecha en intersecciones con control de incorporación

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles (m)		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados (m)	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	44,5	45	66,7	70
30	30	66,7	70	100,1	105
40	45	89,0	90	133,4	135
50	65	111,2	115	166,8	170
60	85	133,4	135	200,2	205
70	110	155,7	160	233,5	235
80	140	177,9	180	266,9	270
90	170	200,2	205	300,2	305
100	205	222,4	225	333,6	335
110	240	244,6	245	367,0	370

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo realizando una vuelta derecha o izquierda sin detenerse, hacia una carretera de dos carriles.

Los accesos con control de incorporación generalmente requieren mayor distancia de visibilidad que las intersecciones con control de alto, especialmente en intersecciones de cuatro ramas con control de incorporación donde los requerimientos de distancia de visibilidad para la maniobra de cruce serán considerados. Si no se dispone de suficiente distancia de visibilidad para control de incorporación, se considerará el uso de una señal de “ALTO” en vez de una señal de incorporación (“CEDA EL PASO”). Además, en situaciones donde la distancia de visibilidad recomendada no pueda proporcionarse, entonces se considerará la instalación de señalamientos restrictivos de velocidad u otros dispositivos de control de tránsito en la intersección sobre la carretera principal para reducir las velocidades de los vehículos que se aproximan.

d) Caso D. Intersección con control de semáforos

En intersecciones semaforizadas, el primer vehículo detenido en un acceso, debe ser visible para el conductor del primer vehículo detenido en cada una de los otros accesos. Los vehículos que dan vuelta a la izquierda deben tener suficiente distancia de visibilidad para seleccionar tiempos en el tránsito del sentido opuesto y completar sus vueltas izquierdas. Aparte de estas condiciones de visibilidad, no hay generalmente otros triángulos de visibilidad de llegada o salida requeridos para intersecciones semaforizadas. La semaforización puede ser una medida apropiada contra los accidentes para intersecciones con volúmenes vehiculares elevados y distancia de visibilidad restringida que haya experimentado un patrón de accidentes relacionados con la distancia de visibilidad.

Sin embargo, si el semáforo va a ser operado en la modalidad destellante en los dos sentidos (es decir, destellante amarillo en los accesos del camino principal y destellante rojo en los accesos del camino secundario) para condiciones fuera de la hora pico o nocturnas, entonces se proporcionarán los triángulos apropiados de visibilidad de salida para el Caso B, ambos hacia la derecha y hacia la izquierda para los accesos de la carretera secundaria. Además, si se van a permitir las vueltas derechas en rojo desde cualquier acceso, entonces el triángulo de visibilidad de salida apropiado hacia la izquierda para el Caso B2 será proporcionado para acomodar las vueltas derechas desde ese acceso.

e) Caso E. Intersección con control de ALTO en todas las direcciones

En intersecciones con control de alto en todos los accesos, el primer vehículo detenido en un acceso debe ser visible a los conductores de los primeros vehículos detenidos en cada uno de los otros accesos. No hay ningún otro criterio de distancia de visibilidad aplicable a intersecciones con control de alto en todos los accesos y, de hecho, este tipo de intersecciones con el control de alto en todos los accesos puede ser la mejor opción en un número limitado de intersecciones donde no pueda lograrse la distancia de visibilidad para otros tipos del control.

f) Caso F. Vueltas a la izquierda desde el camino principal

Todos los sitios a lo largo del camino principal, desde los cuales se permita a los vehículos dar vuelta izquierda cruzando el tránsito del sentido opuesto, incluyendo las intersecciones y accesos a las propiedades colindantes, tendrán suficiente distancia de visibilidad para acomodar la maniobra de vuelta izquierda. Los conductores que dan vuelta a la izquierda, requieren suficiente distancia de visibilidad para decidir cuándo es seguro realizar la vuelta izquierda a través de los carriles utilizados por el tránsito del sentido opuesto. El proyecto de la distancia de visibilidad se basará en una vuelta izquierda, dado que un vehículo que realiza la vuelta izquierda sin detenerse requerirá menos distancia de visibilidad. La distancia de visibilidad a lo largo del camino principal para acomodar las vueltas izquierdas, es la distancia recorrida a la velocidad de proyecto del camino principal, en el tiempo del vehículo de proyecto mostrado en la Tabla VIII.29.

TABLA VIII.29. Tiempos para el caso f – vueltas izquierdas desde rama principal

Vehículo de Proyecto	Tiempo (t_b) (segundos) a la Velocidad de Proyecto del Camino Principal
Automóvil	5,5
Camiones de Carga Unitarios	6,5
Camiones de Carga Articulados	7,5

Nota: Ajuste para carreteras multicarril:

Para vehículos de vuelta izquierda que cruzan más de un carril del sentido opuesto, añadir 0.5 segundos para automóviles y 0.7 segundos para camiones de carga por cada carril adicional a ser cruzado.

La Tabla VIII.29., también contiene los factores apropiados de ajuste por efecto del número de carriles del camino principal a ser cruzados por el vehículo que realiza la vuelta izquierda. Los tiempos no ajustados en la Tabla VIII.29., fueron utilizados para desarrollar las distancias de visibilidad en la Tabla VIII.30., para automóviles y camiones de carga articulados (representados por los vehículos de proyecto (T3-S3-S2, T2-S1-R2, T3-S1-R2, T3-S2-R2, T3-S2-R3 y T3-S2-R4).

Si la distancia de visibilidad de parada ha sido proporcionada continuamente a lo largo del camino principal y si la distancia de visibilidad para el Caso B (control de alto) o para el Caso C (control de incorporación) ha sido proporcionada para cada acceso del camino secundario, la distancia de visibilidad generalmente será adecuada para vueltas izquierdas desde el camino principal. Por consiguiente, no se requiere ninguna verificación por separado de la distancia de visibilidad para el Caso F.

TABLA VIII.30. Distancia de visibilidad en intersecciones – caso f – vuelta izquierda desde rama principal

Velocidad de Proyecto (km/h)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Distancia de Visibilidad en la Intersección para Automóviles (m)		Distancia de Visibilidad en la Intersección para Camiones de Carga Articulados (m)	
		Calculada (m)	De Proyecto (m)	Calculada (m)	De Proyecto (m)
20	20	30,6	35	41,7	45
30	31	45,9	50	62,6	65
40	46	61,2	65	83,4	85
50	63	76,5	80	104,3	105
60	83	91,7	95	125,1	130
70	104	107,0	110	146,0	150
80	128	122,3	125	166,8	170
90	155	137,6	140	187,7	190
100	183	152,9	155	208,5	210
110	214	168,2	170	229,4	230

Nota: La distancia de visibilidad mostrada es para un vehículo realizando una vuelta izquierda desde una carretera no dividida. Para otras condiciones y vehículos de proyecto, el tiempo será ajustado y la distancia de visibilidad recalculada.

Sin embargo, en intersecciones de tres ramas o accesos a las propiedades colindantes, localizados en o cerca de una curva horizontal o de una curva vertical en cresta en el camino principal, la disponibilidad de distancia de

visibilidad adecuada para las vueltas izquierdas desde el camino principal debe ser verificada. Además, la disponibilidad de distancia de visibilidad para las vueltas izquierdas desde las carreteras divididas, se verificará debido a la posibilidad de obstrucciones a la visibilidad en la faja separadora central.

En las intersecciones de cuatro ramas en carreteras divididas, los vehículos del sentido opuesto que dan vuelta a la izquierda pueden obstruir la visibilidad de los conductores del tránsito del sentido opuesto. La Figura VIII.49., presenta proyectos de intersección que pueden usarse para separar los carriles de vuelta izquierda del sentido opuesto y proporcionar una mejor visibilidad del tránsito del sentido opuesto a los conductores que dan vuelta izquierda.

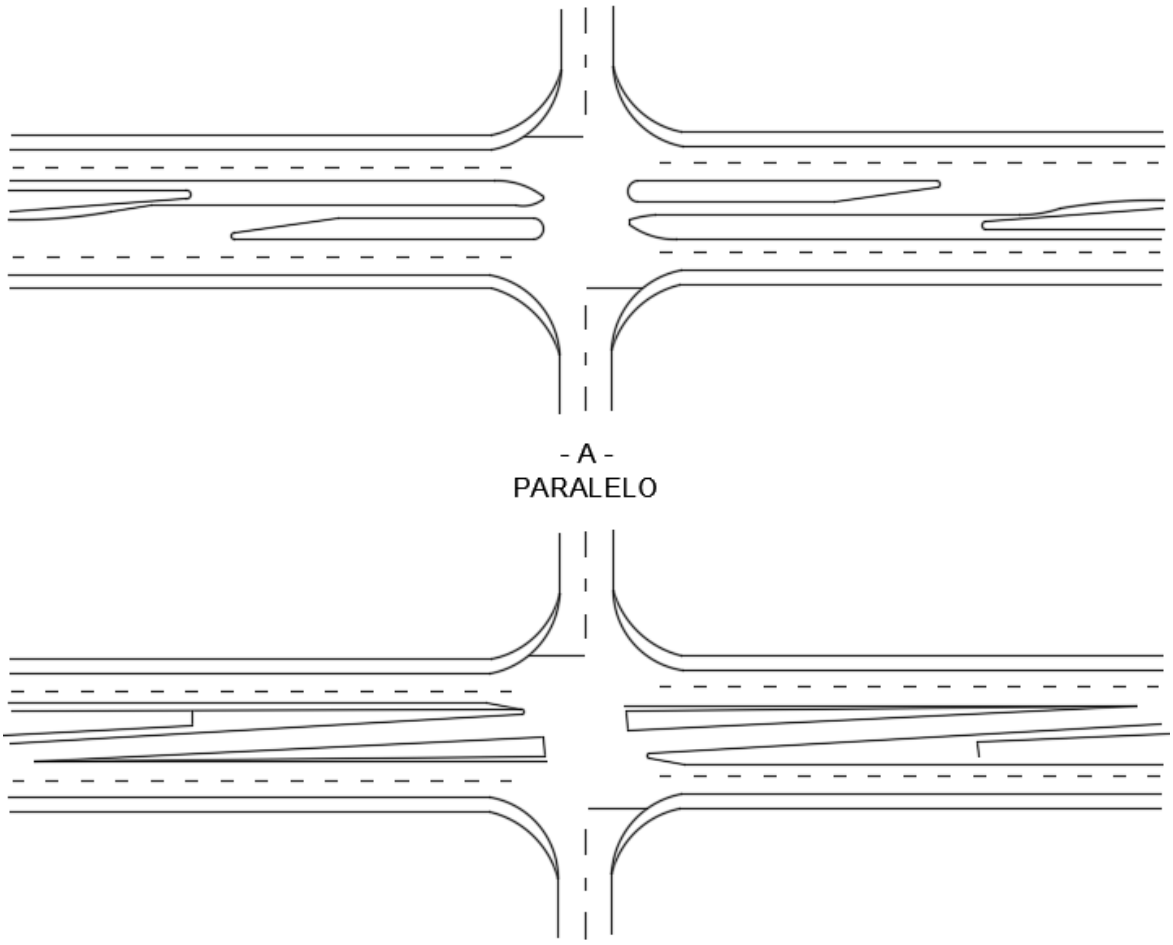


FIGURA VIII.49. Carril de vuelta izquierda separado paralelo y con transición

G.1.4. Efecto del esviajamiento

Cuando dos carreteras se intersectan en un ángulo menor de 60°, y cuando el realineamiento para aumentar el ángulo de intersección no se justifica, algunos de los factores para la determinación de la distancia de visibilidad en la intersección requieren ajustes.

Los triángulos de visibilidad libre descritos anteriormente, son aplicables para intersecciones en ángulo oblicuo. En la Figura VIII.50., se muestra cómo las ramas del triángulo de visibilidad quedarán a lo largo de los accesos de la intersección; además, cada triángulo de visibilidad será más grande o más pequeño que el triángulo de visibilidad de una intersección en ángulo recto. El área dentro de cada triángulo de visibilidad estará libre de obstrucciones a la visibilidad.

La longitud de recorrido para algunas maniobras de vuelta y cruce, deberán incrementarse en intersecciones dispuestas en ángulo oblicuo. La longitud del recorrido real para una maniobra de vuelta o cruce, se puede calcular dividiendo los anchos totales de los carriles (más el ancho de la faja separadora central, de ser el caso), entre el seno del ángulo de la intersección.

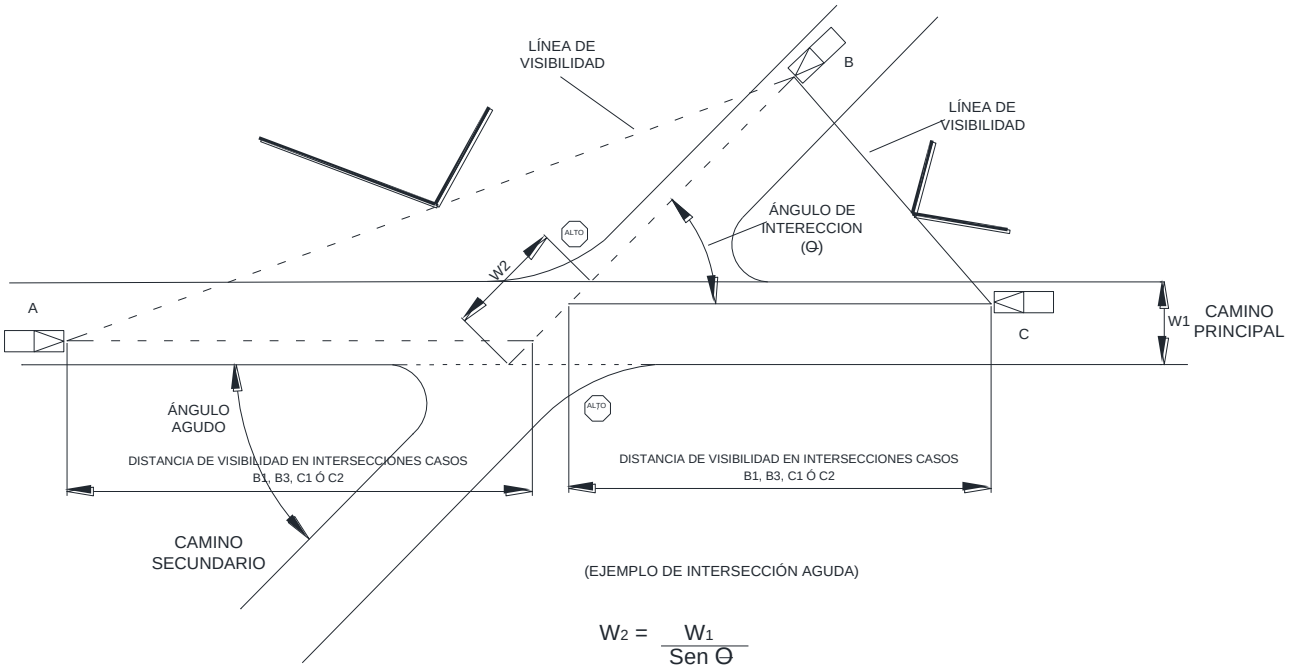


FIGURA VIII.50. Triángulo de visibilidad en intersecciones esviajadas

G.1.5 Proyectos para evitar el acceso equivocado

Un problema de las intersecciones a nivel, es la posibilidad de que los conductores que circulan por la carretera principal ingresen en sentido contrario del camino secundario, a pesar de que exista señalamiento, como se muestra en las Figura VIII.51. Las entradas erróneas pueden evitarse con intersecciones de ángulo muy cerrado, al llegar al cruce con el camino transversal.

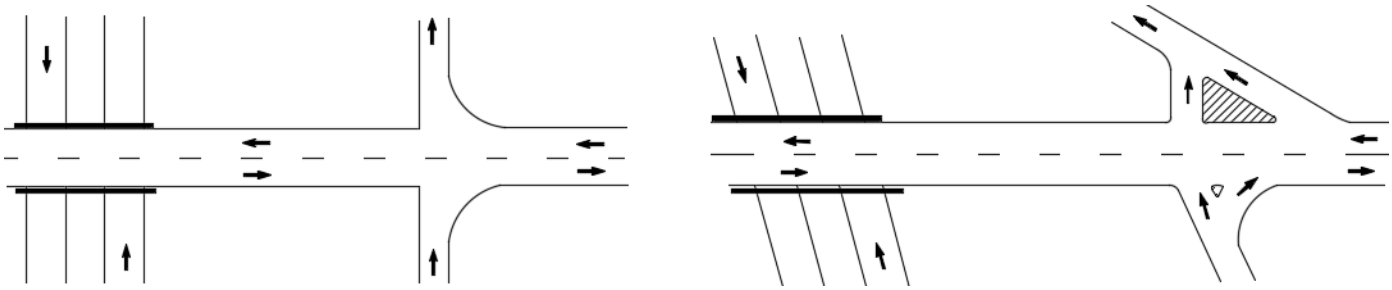


FIGURA VIII.51. Proyectos de caminos transversales de dos carriles para desalentar el acceso equivocado

El señalamiento vertical y horizontal son elementos que ayudan a evitar el ingreso en sentido contrario en determinados accesos.

SCT

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018

CAPÍTULO IX

DISEÑO DE INTERSECCIONES A DESNIVEL

CAPÍTULO IX

DISEÑO DE INTERSECCIONES A DESNIVEL

A. CONTENIDO

Este capítulo contiene los procedimientos para el diseño de las intersecciones a desnivel a las que se refiere la Norma N·PRY·CAR·2·07, *Diseño de Intersecciones*, que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios.

B. REFERENCIAS

- Roadside Design Guide, AASHTO, Washington D.C., 2002.
- Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), N-PRY-CAR-10-01-001 *Ejecución de Proyectos de Señalamiento, Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras*; Instituto Mexicano del Transporte,1999.
- Normativa para la Infraestructura del Transporte (Normativa SCT), N-PRY-CAR-10-04-001 *Ejecución de Proyectos de Dispositivos de Seguridad, Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras*; Instituto Mexicano del Transporte, 2005,
- Highway Capacity Manual, Transportation Research Board, Special Report 209, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington D.C., 2000.
- A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, AASHTO, Washington D.C., 2004.
- Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras. Primera Edición. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México 1991.

C. JUSTIFICACIÓN DE PASOS E INTERSECCIONES A DESNIVEL

C.1 FACTORES A CONSIDERAR

Los pasos e intersecciones a desnivel son convenientes y eficientes para resolver problemas que se presentan en intersecciones a nivel; sin embargo, debido a su alto costo inicial, sus objetivos principales son la disminución de los costos de operación del transporte y la reducción de los accidentes de tránsito. Existen sin embargo, otros factores que hay que considerar, para justificar la construcción de un paso o de una intersección a desnivel, mismos que se señalan a continuación.

C.1.1. Características de Operación

La decisión de establecer un control total de los accesos en una carretera, obliga necesariamente, a contar con pasos e intersecciones a desnivel. Tomada la decisión, se llevarán a cabo estudios de los volúmenes de tránsito y movimientos direccionales con su clasificación vehicular, para determinar cuáles intersecciones serán a desnivel y cuáles pasos a desnivel, de acuerdo con la importancia de dichos volúmenes de tránsito; así como, cuáles intersecciones a nivel han de ser suprimidas.

C.1.2. Eliminación de Condiciones Peligrosas

Algunas intersecciones registran índices muy altos de accidentes de tránsito, cuya reducción no es posible lograr con los métodos convencionales de señalamiento, semaforización o mejoras geométricas de la intersección.

C.1.3. Eliminación de Cuellos de Botella

La falta de capacidad de intersecciones a nivel, puede ocasionar congestionamientos de tránsito importantes en cualquiera de los accesos de la intersección y cuando no existan restricciones del derecho de vía.

C.1.4. Topografía del Lugar

El sitio, donde la topografía es de tal naturaleza, que físicamente facilita la separación de niveles, lo cual resulta, que la construcción sea económica.

C.1.5. Costos de operación

Donde los costos de operación por consumo excesivo de combustible, llantas, reparaciones, tiempos y accidentes, adquieren enorme relevancia por los altos volúmenes de tránsito y porcentajes importantes de camiones.

Aunque las intersecciones a desnivel implican distancias de recorrido un poco mayores que en las intersecciones a nivel, el costo adicional que resulta, es mucho menor que el costo provocado por la saturación vehicular. En cualquier caso, la decisión será respaldada por un análisis económico, que considere conjuntamente los costos de construcción, conservación, operación, accidentalidad, entre otros.

C.1.6. Volúmenes de Tránsito

La intensidad de los flujos de tránsito en una intersección es uno de los requisitos más tangibles para justificar un paso o una intersección a desnivel, particularmente cuando exceden la capacidad de la intersección a nivel.

D. PASOS A DESNIVEL

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

1. Paso inferior Vehicular (PIV). Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por abajo de otra vialidad y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades.

2. Paso superior Vehicular (PSV). Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades.

- Criterios para elegir las estructuras de pasos a desnivel

La estructura de separación de niveles se adaptará a los alineamientos horizontal y vertical, así como a la sección transversal de las vías que se cruzan, ya que la estructura se subordinará al camino y no el camino a la estructura.

El tipo de estructura que mejor se adapta a un paso a desnivel, es aquella que proporciona a los conductores una sensación de restricción casi imperceptible. Cuando los conductores no se percatan de la estructura sobre la que están circulando, su comportamiento es semejante al de otros puntos de la carretera, siendo poco probable que se produzcan cambios erráticos de dirección o de velocidad.

Por otro lado, debido a que es virtualmente imposible dejar de notar la estructura, se realizará cualquier esfuerzo para que el proyecto se adapte al entorno de una manera agradable, funcional y sin distracciones a la atención de los conductores.

La estructura de un paso a desnivel debe ser congruente con el alineamiento, el perfil y la sección transversal de los caminos.

La anchura de las estructuras será, cuando menos, igual a la anchura conjunta de la calzada y los acotamientos de la carretera, con el objetivo de que los conductores tengan una sensación de amplitud al cruzar el paso a desnivel.

- Condiciones que gobiernan el proyecto

Las condiciones que fundamentan el proyecto de los pasos a desnivel, son alguno de los tres casos siguientes: 1) la influencia de la topografía es predominante y el proyecto ha de adaptarse a ella; 2) la topografía no favorece a ningún proyecto en particular; 3) las especificaciones relativas al alineamiento horizontal y vertical de uno de los caminos, son suficientemente importantes para no subordinarlas a la topografía.

Como regla general, el proyecto que 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 ha de darse preferencia al camino principal, donde el tránsito puede ser tan intenso y con un porcentaje tan alto de vehículos pesados, que han de evitarse los columpios y crestas en su alineamiento vertical y diseñar ligeros ajustes, para ayudar a que el camino secundario se adapte a la topografía.

- Criterios para elegir el tipo de paso a desnivel

a. Condiciones del Tránsito

Existe cierta ventaja para el tránsito que circula por un paso inferior, porque los conductores advierten fácilmente la presencia de la estructura, ya que el camino del nivel superior es más evidente y previene con anticipación la existencia de una intersección.

b. Aspecto Estético

En cuanto al aspecto estético, es mejor elaborar un proyecto en donde el camino más importante sea el superior, porque se obtiene una visión panorámica más amplia desde lo alto de la estructura y sus accesos; además, los conductores tienen una sensación mínima de restricción.

c. Tipo de Terreno

Los pasos superiores para el camino principal en terreno muy sinuoso o con pendiente transversal fuerte, provocan un alineamiento horizontal forzado y un perfil ondulado. Cuando un paso superior tiene pendientes fuertes en el camino principal, se requieren curvas verticales más largas para tener la distancia de visibilidad adecuada. Por lo tanto, se preferirá aquella solución que proporcione la mayor distancia de visibilidad en el camino principal.

d. Desarrollo por Etapas

Un paso superior ofrece las mejores posibilidades para la construcción por etapas, tanto del camino como de la estructura, sin que la inversión original sufra perjuicios apreciables. Se ampliarán lateralmente la estructura y el camino, o se construirá una estructura separada en un camino dividido, o bien, se aprovecha el proyecto inicial para llegar al proyecto último.

e. Problemas de Drenaje

Se eliminan algunos problemas de drenaje, al dirigir el camino principal por arriba de la estructura, sin alterar la pendiente del camino secundario. En ciertos casos, el problema del drenaje puede ser razón suficiente para elegir un paso superior para el camino principal, de esta manera, se evita la instalación de equipo de bombeo automático.

f. Aspectos Estructurales

Cuando uno de los caminos tiene que bajarse y el otro elevarse, con topografía de problema secundario, se analizará el tipo de estructura más conveniente. Generalmente el camino principal es el más ancho, por lo tanto, requerirá una o varias estructuras, con anchuras mayores y claros menores que un paso inferior, aunque en este último caso, puede tener dos claros más cortos

con una pila intermedia. Es conveniente el cruce que tenga el menor claro, pero cuando son varios los tipos que pueden adaptarse, la elección dependerá del costo.

g. Adaptación a los Caminos

Un paso inferior es más conveniente cuando:

* El camino principal se construye ajustándose al terreno natural sin cambios bruscos de pendiente.
* Las anchuras de los caminos son muy distintas, 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 del camino principal, sus pendientes pueden ser mayores y las distancias de visibilidad menor, lo cual resulta en economías de terracerías y de pavimento.

h. Condiciones de la Zona

La elección de un paso inferior en un sitio particular, no depende de las condiciones del lugar, sino del proyecto del camino considerado en su totalidad. La separación de niveles que forma parte de un viaducto construido abajo del nivel del piso, cerca de zonas urbanas o arriba del nivel general de las vías adyacentes, son buenos ejemplos de casos en que la decisión acerca de la localización de cada estructura está subordinada al proyecto general.

i. Importancia de los Caminos

Cuando un camino nuevo cruza a 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 y generalmente, no requiere construir una desviación.

D.1. PASOS INFERIORES

D.1.1. Ancho de la Estructura

Se recomienda que el ancho total de la sección transversal del camino, incluyendo la calzada, la faja separadora central, los acotamientos y las distancias libres a ambos lados, se prolonguen sin cambios a través de la estructura.

D.1.2. Distancias libres laterales

La distancia libre lateral mínima desde la orilla de la calzada del camino hasta la cara interna de la barrera de protección, será igual al ancho del acotamiento. La Figura IX.1, muestra las distancias laterales mínimas a barreras centrales de protección continuas, de concreto o de metal, para la sección normal del camino, a través del paso inferior. Las mismas distancias libres, tienen que ser aplicadas en el caso de un muro continuo del lado izquierdo. Cuando se usan barreras centrales de concreto, su base se alineará con respecto al carril del tránsito como se muestra en la Figura IX.1-A. La Figura IX.1-B, indica la distancia libre del lado derecho aplicable a una sección con muro continuo, también ilustra el uso de barreras de concreto construidas integralmente con el muro. En este último caso, la distancia libre se medirá a la base de la barrera. En proyectos con barreras continuas de concreto del lado derecho, se aplica una sección similar a la de una barrera central.

Las defensas metálicas instaladas a lo largo de pilas o estribos expuestos al tránsito, tendrán distancias libres apropiadas que consideren la deflexión dinámica lateral, de acuerdo con el tipo específico de defensa que se utilice. La Figura IX -C, muestra la distancia libre lateral mínima necesaria para la deflexión dinámica, medida desde la cara del muro o pila hasta el respaldo de la defensa. Las defensas metálicas serán fijadas con seguridad para desarrollar toda su resistencia longitudinal.

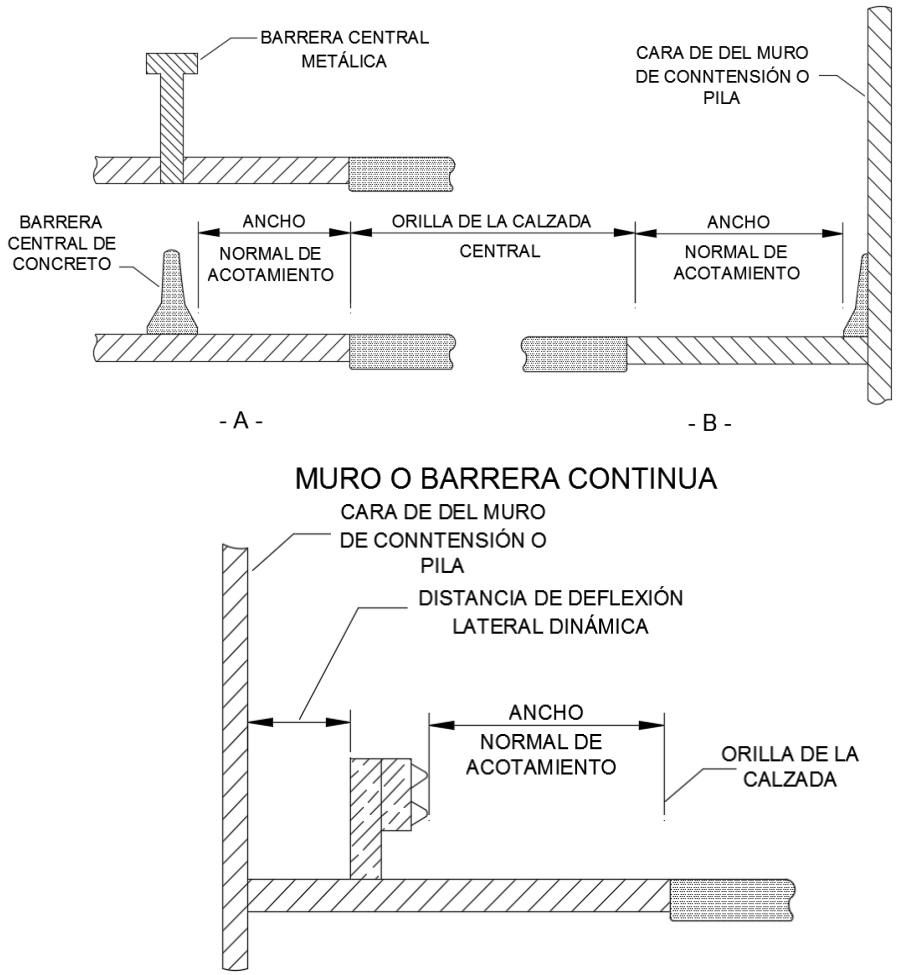


FIGURA IX.1. Distancia libre lateral para caminos principales de pasos inferiores

D.1.3. Distancia Libre Vertical (Gálibo)

La altura libre vertical de un paso inferior será determinada para toda la carretera, considerando las especificaciones generales de proyecto que se hayan establecido. La altura libre mínima de todas las estructuras, desde la superficie de las calzadas y acotamientos, será de 5.50 m. Son convenientes alturas adicionales para compensar los re encarpetados de la carretera en el futuro y camiones ocasionalmente sobrecargados.

D.2. PASOS SUPERIORES

Las estructuras de pasos superiores, representan una parte pequeña del costo de toda la carretera y serán proyectadas sin cambiar las dimensiones de la sección transversal, excepto que el costo sea excesivamente grande. Los elementos de los pasos superiores principales son: los parapetos, las distancias libres laterales y el tratamiento de la faja separadora central (en caso de existir).

D.2.1. Parapetos de las Estructuras

Los parapetos de los puentes están integrados por una base, en la que se colocan postes estructuralmente calculados para soportar los largueros o defensas metálicas o de concreto. Los parapetos se diseñan para soportar el impacto del vehículo de proyecto y redireccionarlo nuevamente a la circulación, sin que se produzcan penetraciones o huecos sobre la defensa, tampoco han de retener al vehículo causando deceleraciones abruptas o giros y vuelcos violentos.

D.2.2. Distancias Libres Laterales

En pasos superiores, es conveniente alojar la sección transversal completa del camino, a través de toda la estructura.

En algunos pasos superiores, se requieren espacios adicionales a través de la estructura, para alojar carriles de cambios de velocidad o secciones de entrecruzamiento, tales como:

* Los carriles auxiliares son prolongaciones de una rampa, la distancia horizontal libre al puente, será cuando menos, igual a la anchura del acotamiento de la rampa.
* El carril auxiliar es un carril de entrecruzamiento, que conecta rampas de entrada y salida o un carril de cambio de velocidad paralelo a la estructura, la distancia libre al parapeto será uniforme y cuando menos igual al ancho del acotamiento de la rampa.

D.2.3. Fajas Separadoras Centrales

En un camino dividido por una faja separadora central ancha o una que se vaya a desarrollar por etapas, el paso superior puede construirse con estructuras paralelas. El ancho del acceso de cada corona, se continuará a través de toda la estructura. Los factores que determinan la necesidad de prever una faja separadora central en puentes hasta de 120 m de longitud, son: las condiciones del tránsito, velocidad, distancia de visibilidad, iluminación, sección transversal, número de carriles y previsiones para que éste sea dividido en el futuro.

D.3. LONGITUD DE RAMPAS

La distancia horizontal requerida para el diseño adecuado de un paso a desnivel, depende de la velocidad de proyecto, de la pendiente del camino y del desnivel que haya que salvar. La Figura IX.2, muestra las distancias horizontales requeridas en terreno plano, funcionan como guía preliminar del proyecto para determinar rápidamente la factibilidad de alojar el paso a desnivel en las condiciones físicas prevalecientes, así como los ajustes necesarios en la vía transversal considerando las pendientes involucradas.

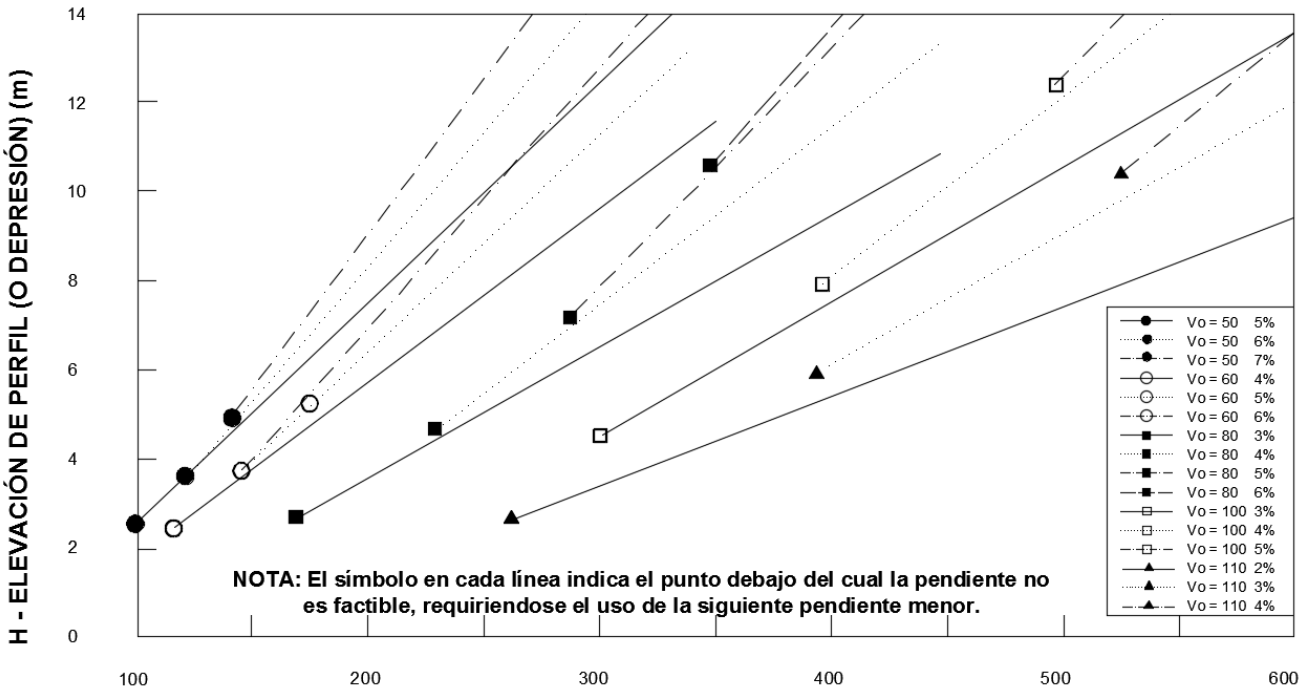


FIGURA IX.2. Distancia requerida para efectuar la separación de nivel, en terreno plano.

Nota: En la Tabla de la derecha de la Figura IX.1. Vo = Velocidad de operación, en km/h y a continuación, la pendiente longitudinal, en %.

Nota: "La distancia vertical libre mínima deberá verificarse del terreno natural hacia arriba o hacia abajao de la estructura, según sea cruce superior o inferior"

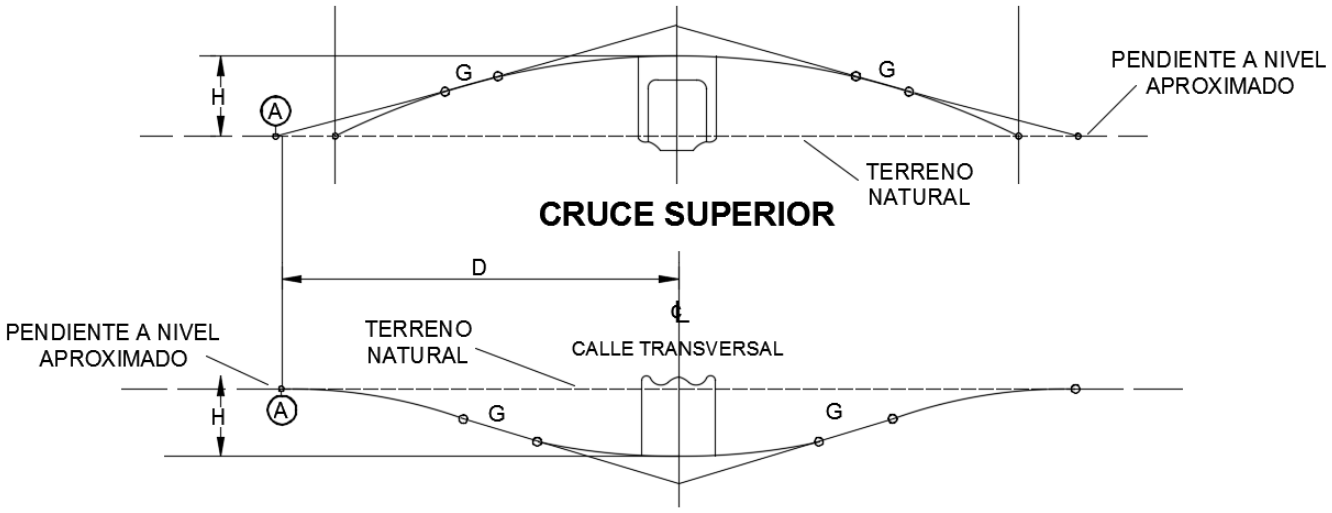


FIGURA IX.2.1Distancia vertical libre mínima

E. INTERSECCIONES A DESNIVEL

Existen varias formas básicas de intersecciones a desnivel y patrones geométricos de las rampas para los movimientos de vuelta. Su aplicación a un sitio en particular está determinada por el número de las ramas de la intersección, los volúmenes de tránsito que cruzan y que dan vuelta, la topografía, los controles del proyecto, el señalamiento y de manera muy importante, por la iniciativa y creatividad del proyectista.

Aunque las intersecciones tienen que diseñarse necesariamente para ajustarse a condiciones específicas, es deseable que su configuración general conserve cierto grado de uniformidad. Desde el punto de vista de las expectativas del conductor, es recomendable que todas las intersecciones tengan las salidas localizadas antes de los cruces transversales, siempre y cuando esto sea práctico.

El señalamiento y la operación del tránsito son elementos importantes que es necesario considerar en el proyecto de intersecciones. Cada proyecto se verificará cuidadosamente para determinar si el señalamiento proporciona una operación fluida y segura del tránsito. El diseño de las intersecciones y del señalamiento será tan simple como sea posible, con el fin de que los conductores lo entiendan fácilmente, propiciando una mejor calidad en la operación. El señalamiento.

Por conveniencia, las intersecciones se han clasificado en términos generales en intersecciones de tres o de cuatro ramas, y en proyectos especiales que requieren dos o más estructuras.

E.1. INTERSECCIONES DE TRES RAMAS

Una intersección de tres ramas consiste de uno o más pasos a desnivel y de caminos de un solo sentido para alojar a todos los movimientos vehiculares. Cuando dos o tres ramas de la intersección forman parte del camino principal y el arreglo de la intersección no forma un ángulo cerrado, se aplica el término intersección en T. Cuando las tres ramas de la intersección tienen el carácter de caminos principales o el ángulo con la tercera rama es pequeño, la intersección puede considerarse del tipo Y. No es necesaria o importante una clara distinción entre los tipos T y Y.

Independientemente de factores tales como el ángulo de la intersección o el carácter de los caminos principales, es posible aplicar cualquiera de las configuraciones básicas a una gama muy amplia de condiciones.

La Figura IX.3, ilustra las formas de intersecciones de tres ramas con un paso a desnivel. Las Figuras IX.3-A y IX.3-B, muestran las configuraciones del tipo "trompeta", frecuentemente utilizadas. El tipo de configuración mostrado en la Figura IX.3- C, es menos común. En los tres casos, los movimientos entre a y c, se hacen siguiendo un alineamiento recto. El criterio para elegir cualquiera de los proyectos, es la importancia relativa del tránsito que da vuelta a la izquierda. El alineamiento más directo favorecerá a los volúmenes de tránsito más grandes y las gazas a los movimientos menos importantes. Los cruces esviajados son más convenientes que los cruces en ángulo recto debido a que los primeros implican distancias recorridas más cortas y radios de giro más amplios para los volúmenes de tránsito más importantes.

En la Figura IX.4-A, todos los movimientos son direccionales, se requieren tres estructuras y se evita el entrecruzamiento. El alineamiento puede ajustarse para reducir los requerimientos de derecho de vía formando una intersección con una sola estructura de tres niveles, como se ilustra en la Figura IX.4-B.

La Figura IX.4-C, muestra una intersección de tres ramas con una configuración de doble gaza. Este patrón se aplica cuando es necesario alojar a una carretera principal, desviándola lo menos posible y donde el camino que se tiene que cruzar es muy importante. En la Figura IX.4-D, el arreglo puede hacerse de manera que las dos rampas para dar vuelta a la izquierda y el camino principal, se encuentren en un punto común, donde una estructura de tres niveles reemplaza a las tres estructuras del caso anterior.

La Figura IX.4-E, es una variación más de la configuración IX.4-C y IX.4-D, con estructuras de dos niveles para separar las rampas de los movimientos que van de paso. El diseño puede ser alterado, como se muestra en la Figura IX.4-F; este arreglo proporciona un alineamiento suave de las rampas, pero el éxito de su operación depende de que se introduzcan zonas de entrecruzamiento de longitud adecuada.

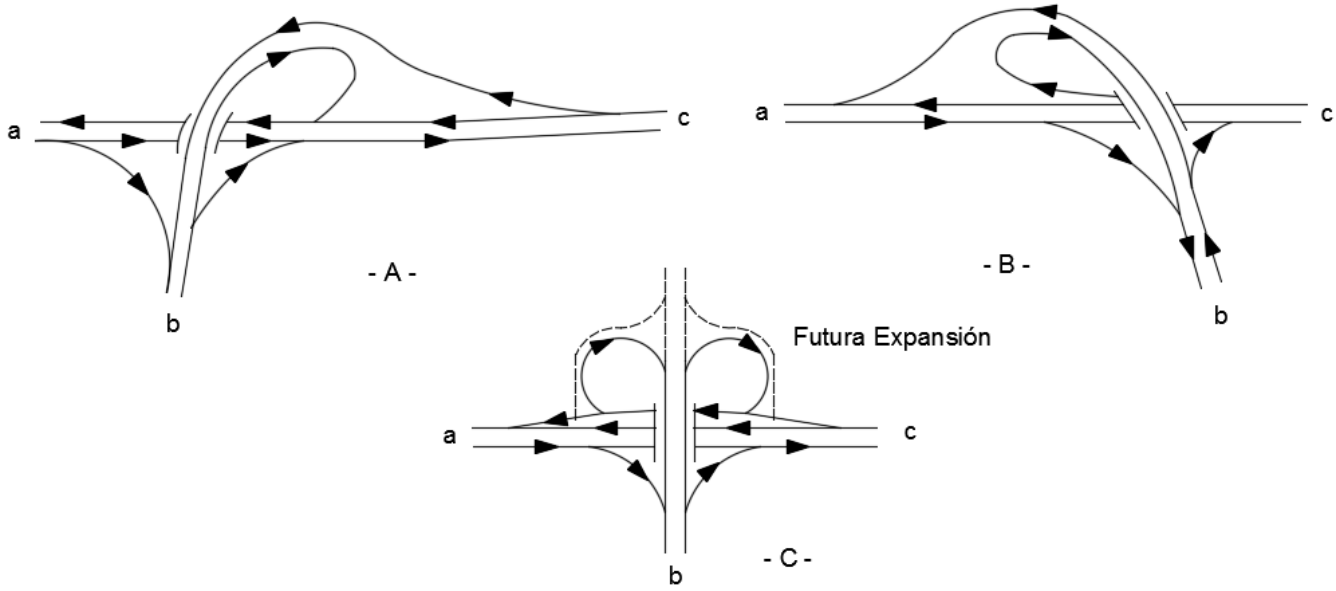


FIGURA IX.3. Intersecciones de tres ramas con una estructura

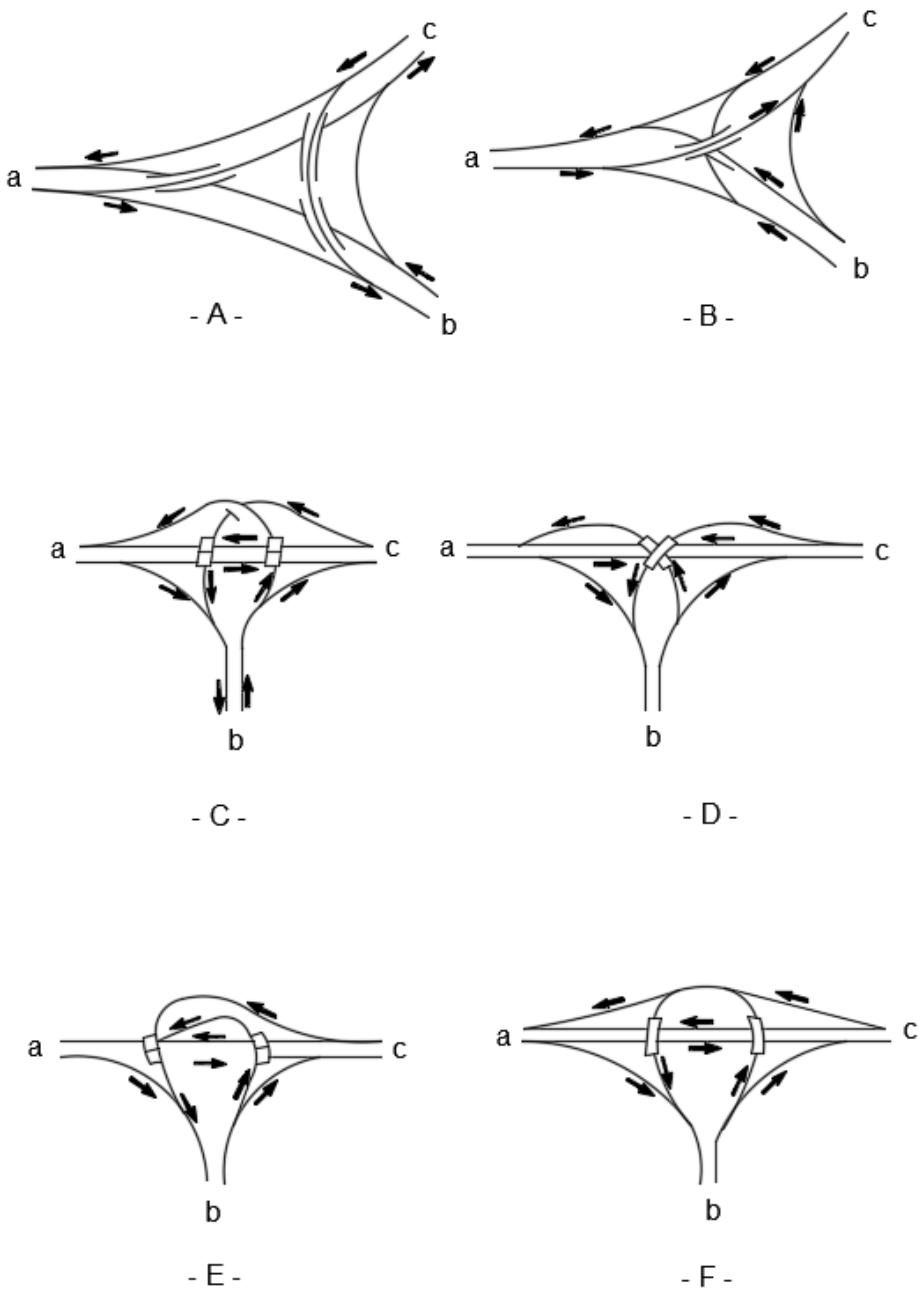


FIGURA IX.4. Intersecciones de tres ramas con estructuras múltiples

La Figura IX.5, muestra una intersección tipo trompeta en la confluencia de una carretera principal con un camino local principal, en una zona rural. La única característica es que el camino local pasa por arriba de la carretera y por debajo de la misma, en el otro sentido, debido a la pendiente. Esta configuración explica también el radio relativamente corto de la gaza. En el proyecto, la conexión semi directa favorece al movimiento de tránsito más grande en tanto que la gaza permite alojar al tránsito menor.

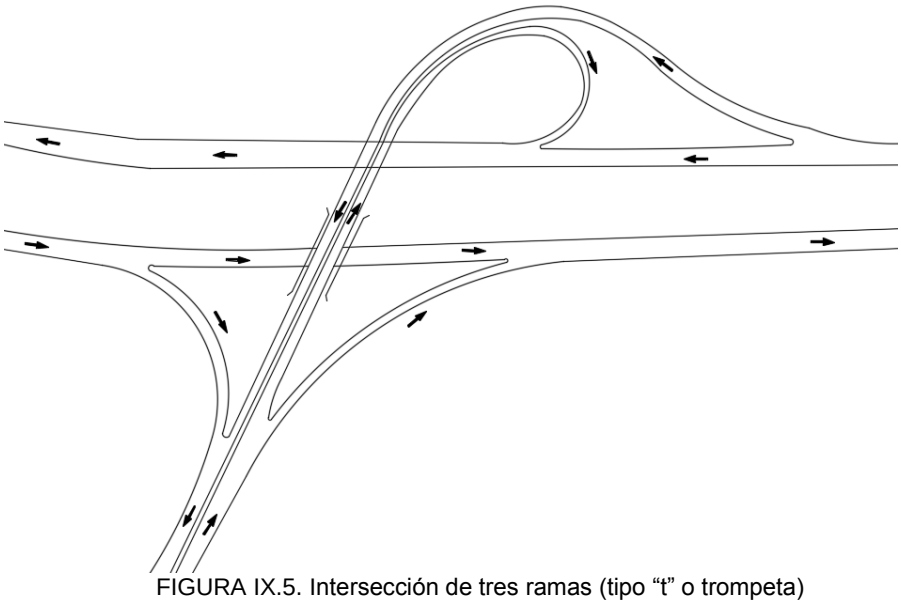


FIGURA IX.5. Intersección de tres ramas (tipo “t” o trompeta)

La Figura IX.6, muestra una intersección a desnivel, en la confluencia de dos caminos principales, localizadas en una zona rural. El diseño direccional, con grandes radios, permite altas velocidades de operación a todos los movimientos del tránsito. Es deseable, en este caso, que las calles de servicio sean de un solo sentido, con conexiones tan largas como sea posible, desde los caminos principales.

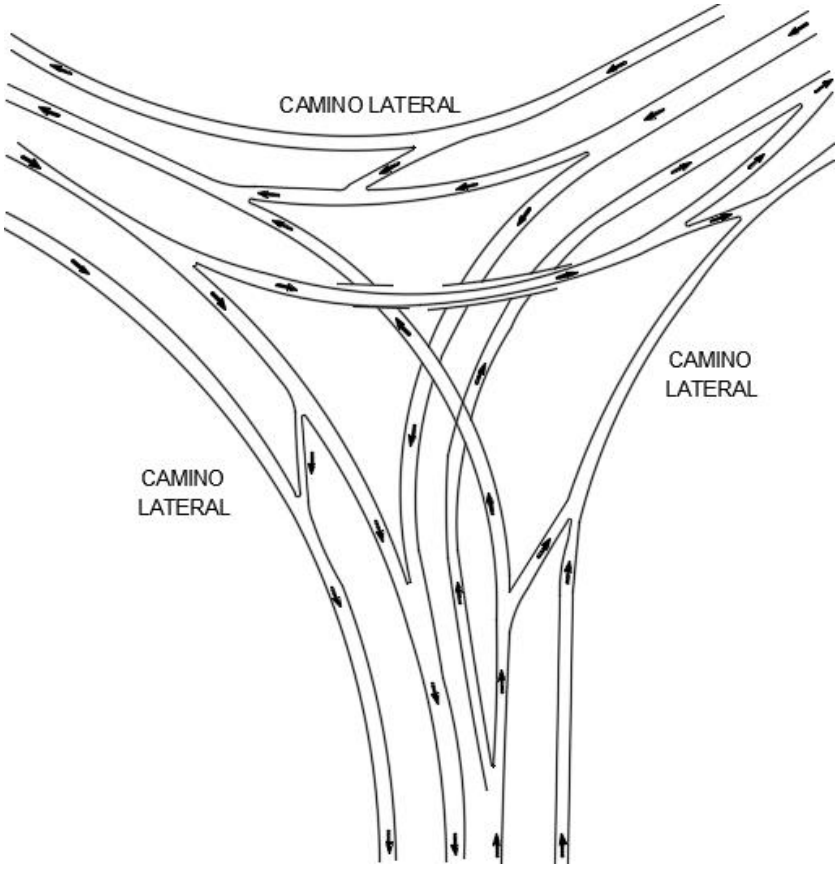


FIGURA IX.6. Proyecto semidireccional de un intersección de tres ramas

E.2. INTERSECCIONES DE CUATRO RAMAS

Las intersecciones de cuatro ramas se pueden agrupar en cuatro tipos generales: a) con rampas en un cuadrante, b) tipo diamante, c) tréboles parciales, y d) tréboles completos.

E.2.1. Rampas en un Cuadrante

Las intersecciones con rampas en un solo cuadrante se aplican a intersecciones de caminos con bajos volúmenes de tránsito. Cuando se requiere un paso a desnivel debido a la topografía, aunque los volúmenes de tránsito no justifiquen la estructura, usualmente es suficiente el proyecto de una sola rampa con dos sentidos de circulación para manejar todo el tránsito que da vuelta. Los extremos de las rampas pueden ser intersecciones en T. La Figura IX.7, muestra una intersección con una rampa en un cuadrante, proyectada para funcionar como una etapa previa de construcción. La construcción puede adaptarse rápidamente para convertirse en el futuro, en un trébol parcial o completo sin mayores implicaciones. La canalización que se observa en esa Figura aunque elaborada, proporciona condiciones adecuadas de seguridad y la posibilidad de un paisaje atractivo.

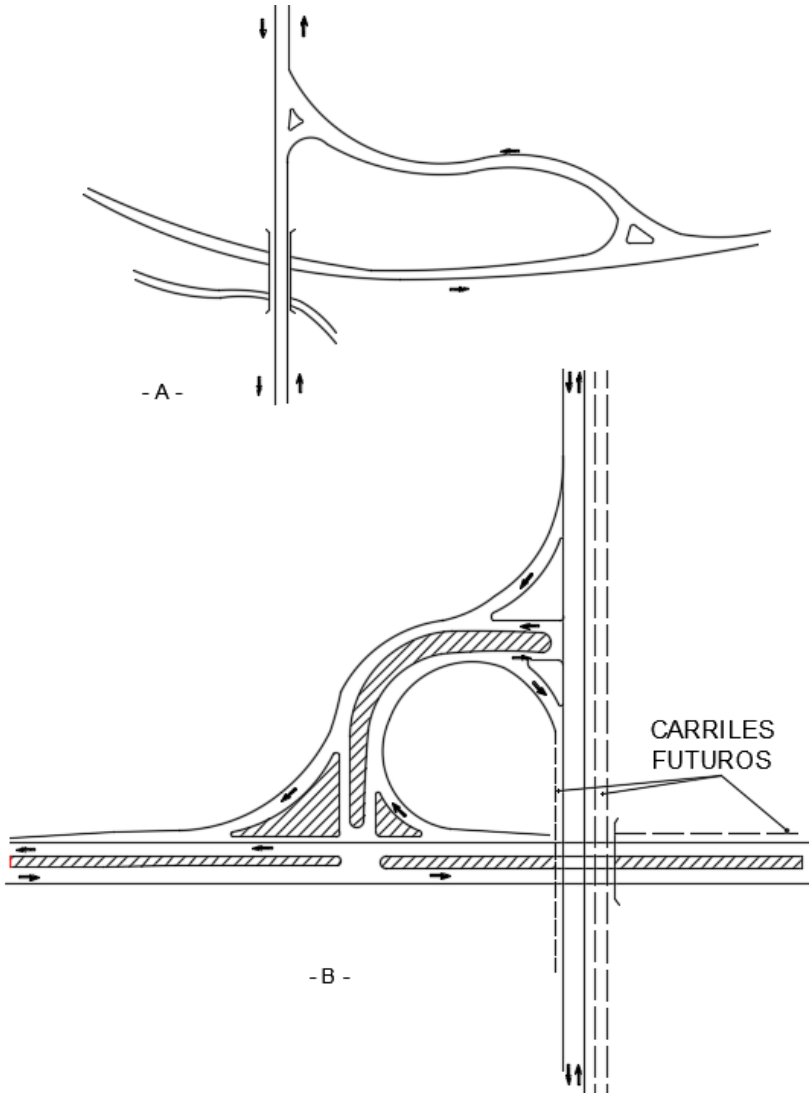


FIGURA IX.7. Intersección de cuatro ramas con rampas en un cuadrante

E.2.2. Intersecciones tipo diamante

Una intersección tipo diamante tiene comparativamente, varias ventajas sobre un trébol parcial. Todo el tránsito puede entrar y salir del camino principal a velocidades relativamente altas, las vueltas a la izquierda significan distancias recorridas ligeramente más grandes y el derecho de vía requerido no es mayor, en muchas ocasiones, que el del camino principal.

Las intersecciones tipo diamante tienen aplicación tanto en áreas urbanas como en áreas rurales. Estos son particularmente adaptables a lugares donde se cruza un tránsito importante con uno menor y donde las vueltas a la izquierda pueden manejarse sin dificultad y sin peligro.

La capacidad de las rampas y del camino transversal queda determinada por la capacidad de las intersecciones de ambas, en el extremo de la rampa.

El proyecto considerará que la posible acumulación de vehículos sobre las rampas, puede extenderse y llegar hasta la carretera principal. Los giros a la izquierda en la mayoría de las configuraciones requieren usualmente de un control de semáforos de fases múltiples. Las intersecciones tipo diamante pueden asumir una gran variedad de arreglos, como se ilustra en las Figuras IX.8. y IX.9. Las condiciones particulares determinan en cada caso la combinación más conveniente.

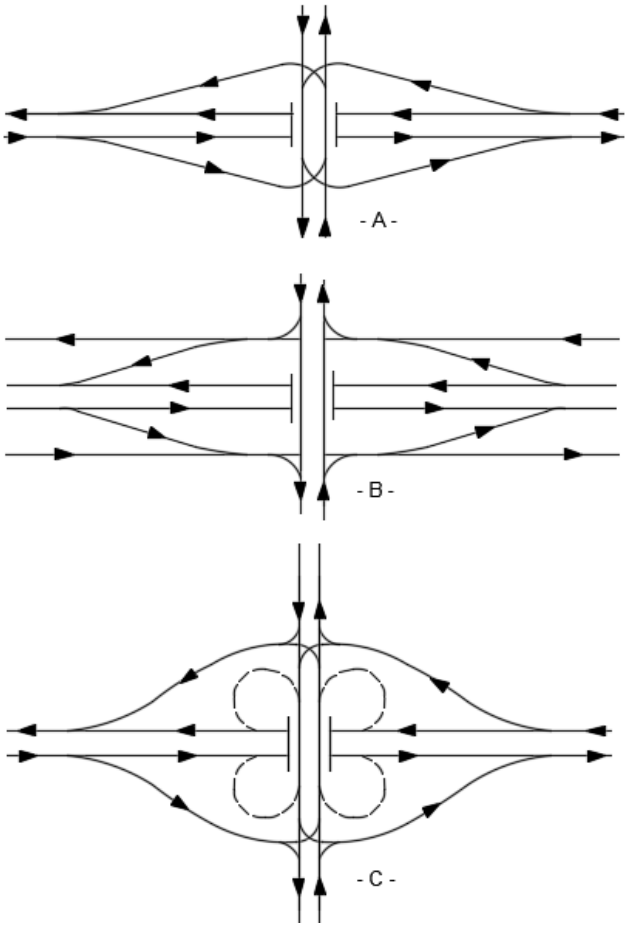


FIGURA IX.8. Arreglos convencionales de intersecciones de tipo diamante

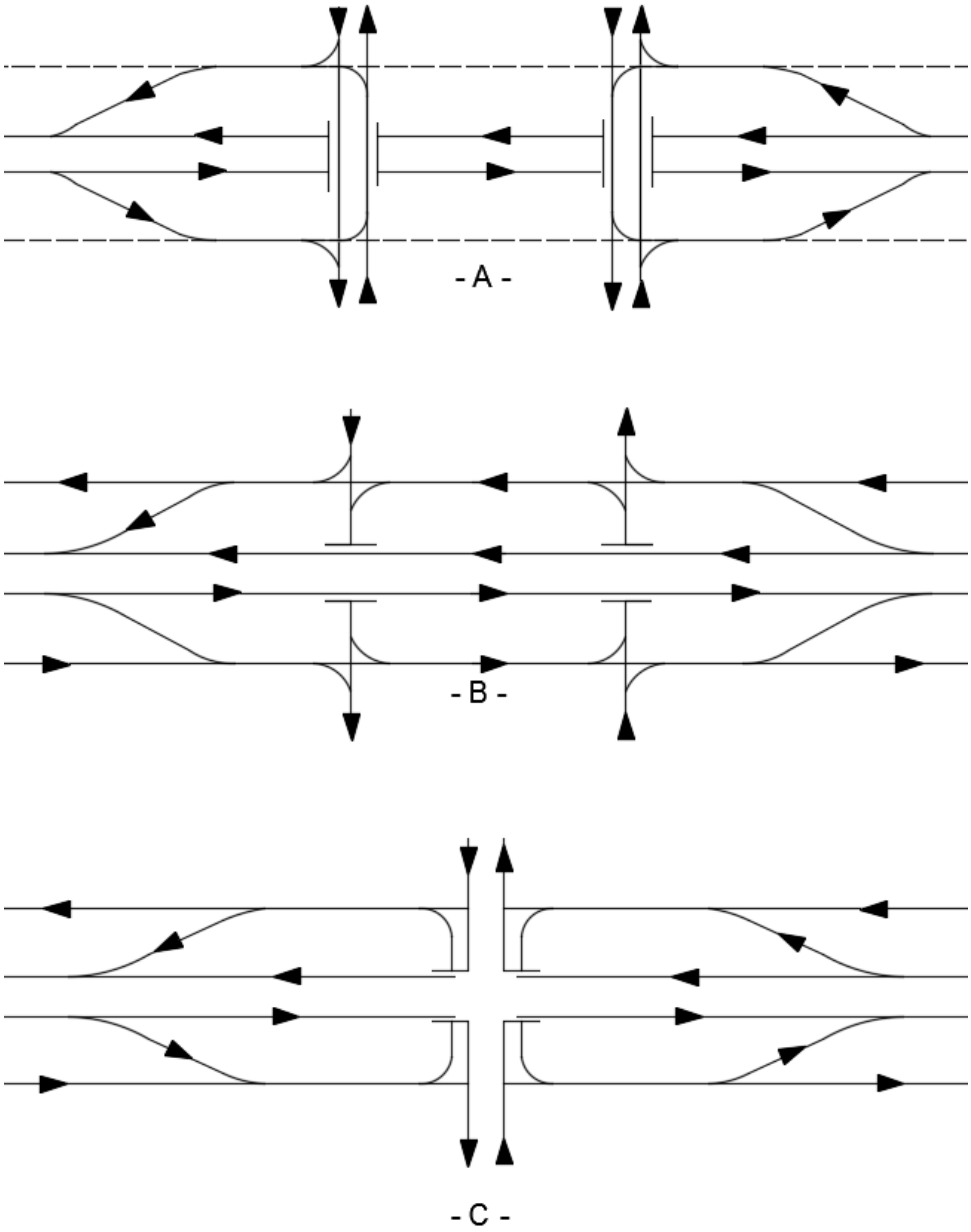


FIGURA IX.9. Arreglos de intersecciones tipo diamante para reducir conflictos de tránsito

E.2.3. Intersecciones tipo trébol

Los tréboles son intersecciones que emplean rampas en forma de gaza para acomodar los movimientos que dan vuelta a la izquierda. A las intersecciones con gazas en todos los cuadrantes se les denomina tréboles completos y al resto tréboles parciales. Las desventajas principales de un trébol son: la distancia adicional que tiene que recorrer el tránsito que da vuelta a la izquierda, las maniobras de entrecruzamiento generadas en longitudes disponibles, relativamente cortas y la necesidad de derechos de vía más grandes. Debido a que los tréboles son usualmente costosos, mucho más que las intersecciones tipo diamante, su uso es menos común en áreas urbanas adaptándose mejor a zonas suburbanas o rurales donde existe mayor espacio disponible. La Figura IX.10, ilustra esquemáticamente un trébol parcial y un trébol completo.

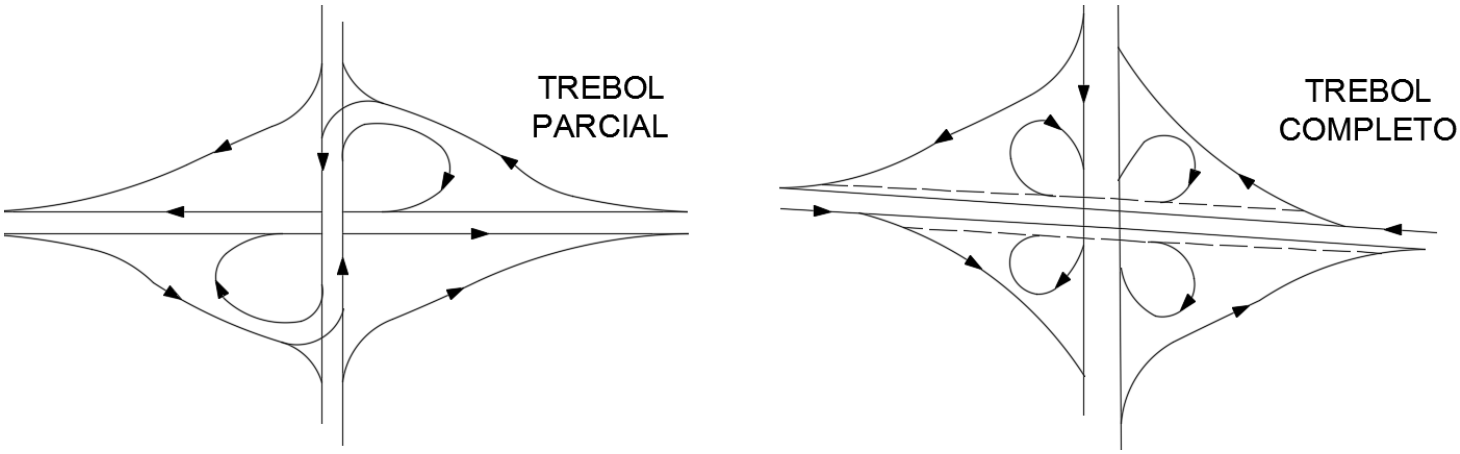


FIGURA IX.10. Tipos de tréboles

E.2.3.1 Tréboles Parciales

Las condiciones del lugar pueden hacer aconsejable el uso de tréboles parciales. Existe una ventaja considerable en ciertas configuraciones de las rampas. La topografía y el desarrollo de usos del suelo en la zona son factores que normalmente determinan en qué cuadrantes es necesario desarrollar gazas para alojar los movimientos que dan vuelta. Las rampas se dispondrán de tal manera que los giros a la entrada y salida interfieran lo menos posible con el flujo de tránsito de la carretera principal. La Figura IX.11, ilustra esquemáticamente la forma en que se hacen los movimientos de vuelta a la izquierda en diversas configuraciones de tréboles parciales con gazas en dos y tres cuadrantes.

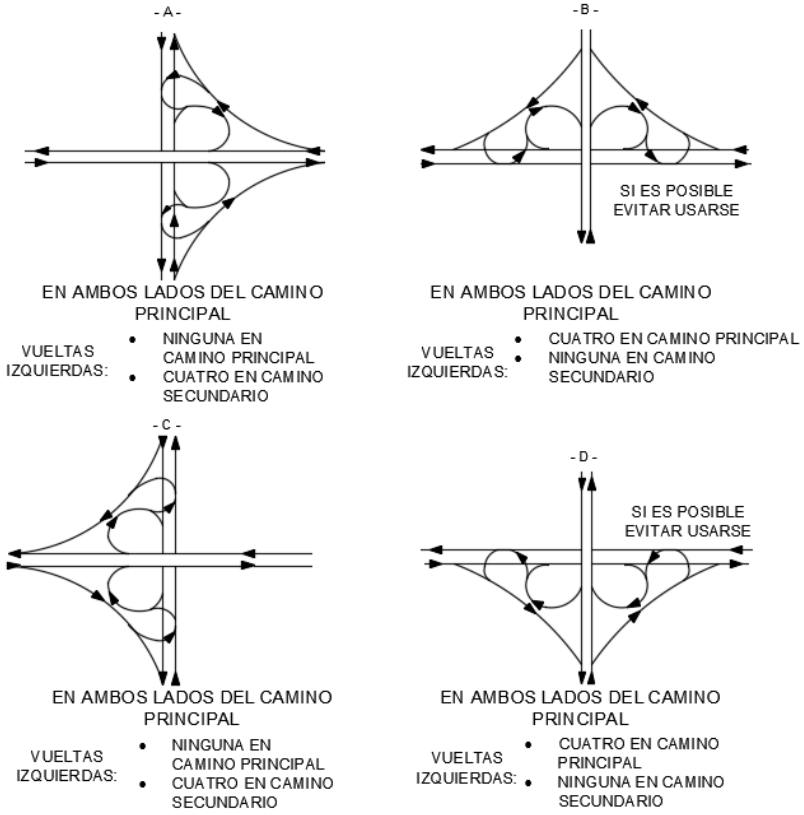


FIGURA IX.11. Arreglos esquemáticos de tréboles parciales

E.3. INTERSECCIONES DIRECCIONALES

Las conexiones directas o semi directas reducen la distancia recorrida por volúmenes de tránsito importantes, elimina entrecruzamientos y evita movimientos regresivos que ocurren al circular por las gazas. En conexiones directas y en algunos casos de conexiones semi directas, alcanzan niveles de servicio más altos que en las rampas, debido a que las velocidades son más grandes y en los extremos de conexión de las rampas con el camino principal, se logran proyectos más efectivos.

Una conexión directa, se define como el camino de un solo sentido, que no se desvía mayormente de la dirección que intenta seguir el tránsito. Las intersecciones que usan conexiones directas, para alojar los movimientos de vuelta a la izquierda más importantes, se denominan intersecciones direccionales. Cuando una o más de las conexiones de la intersección siguen un alineamiento indirecto, la intersección se describe como semi direccional.

Existen muchos esquemas de intersecciones direccionales que se proyectan con varias combinaciones de rampas direccionales, semi direccionales y gazas. Cualquiera de ellos puede ser apropiado para resolver un caso particular; sin embargo, sólo se usa un número limitado. Las configuraciones básicas de intersecciones direccionales y semi direccionales que se ilustran en las Figuras IX.12 y IX.13, se ajustan a espacios mínimos y requieren menor número de estructuras. Las estructuras menos complejas minimizan el entrecruzamiento interno y se ajustan a condiciones del terreno y del tránsito que usualmente se presentan.

Los esquemas de la Figura IX.14, se refieren a intersecciones semi direccionales con gazas y entrecruzamientos en ciertos segmentos. Las configuraciones de la Figura IX.12, son intersecciones semi direccionales sin gazas y sin entrecruzamientos. Las intersecciones totalmente direccionales que se muestran diagramáticamente en la Figura IX.13, se requieren generalmente en intersecciones de carreteras principales, con altos volúmenes de tránsito. Aunque su construcción es costosa ocupan, en cambio, áreas relativamente pequeñas y proporcionan una capacidad alta para manejar el tránsito de paso y el tránsito que da vuelta.

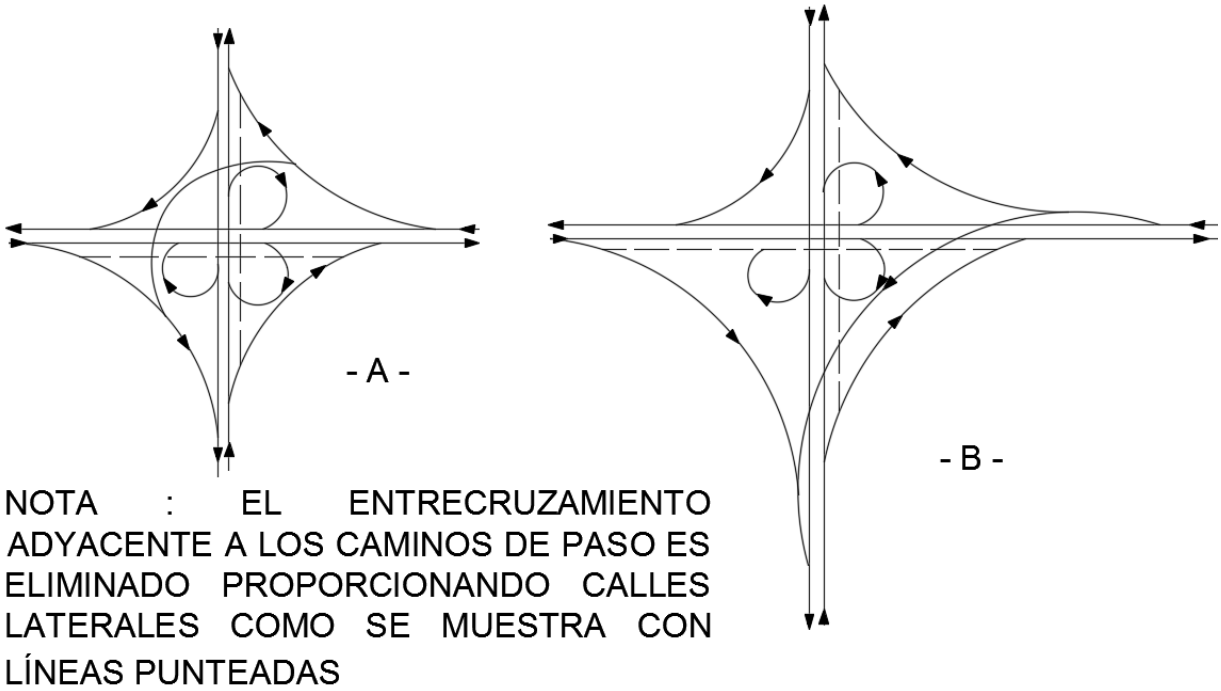


FIGURA IX.14. Intersecciones semidirectas con entrecruzamiento

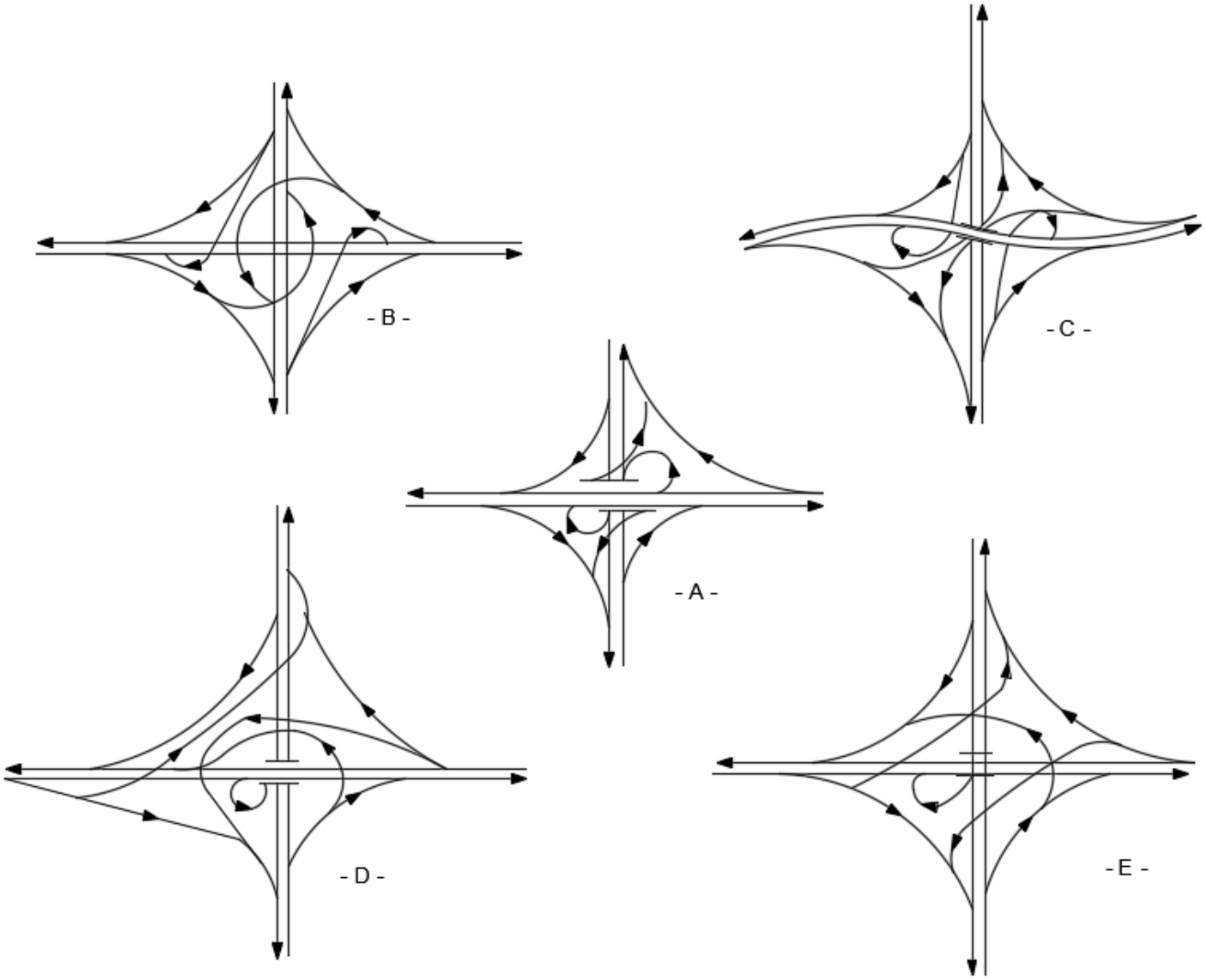
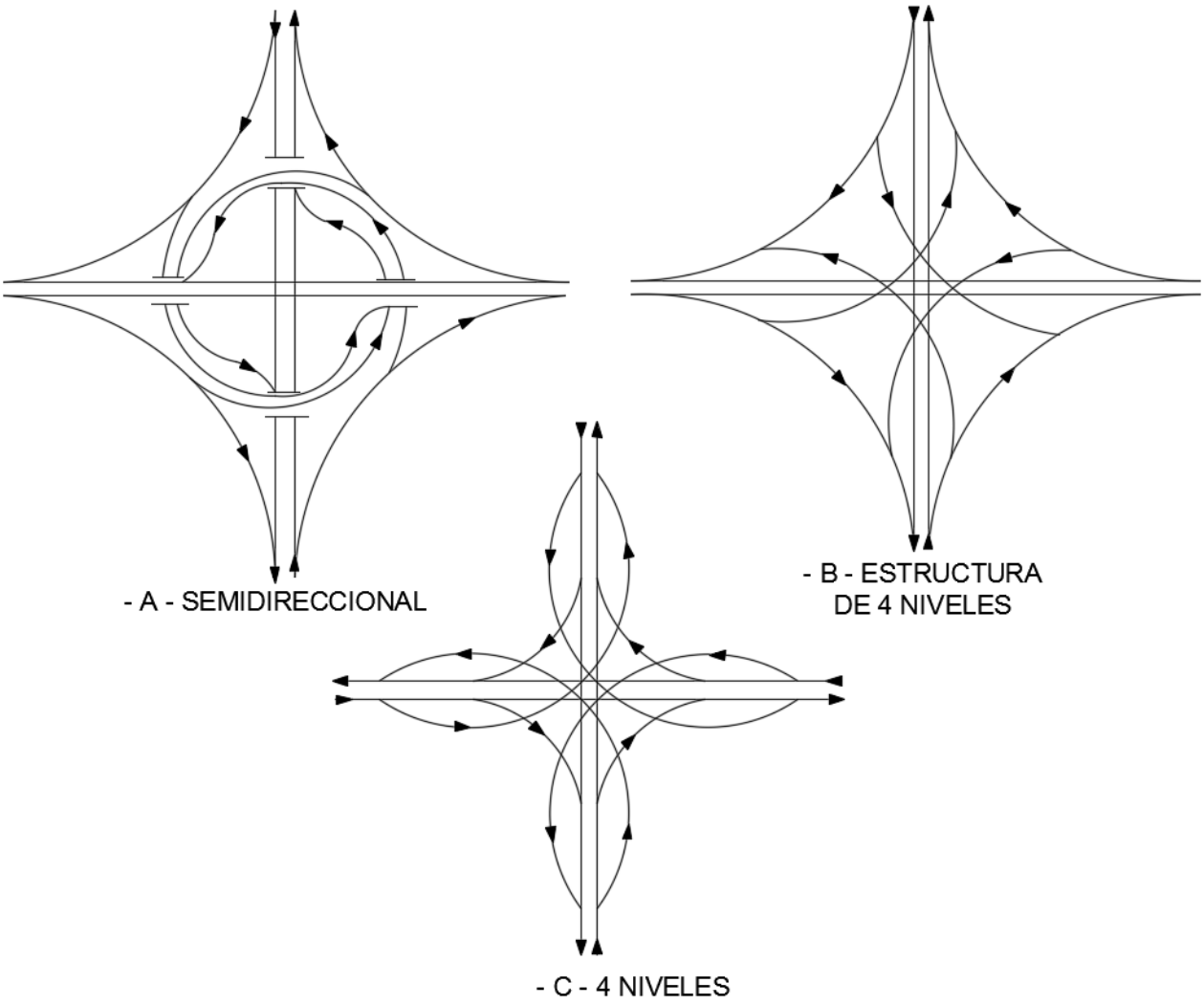


FIGURA IX.12. Intersecciones semidireccionales sin entrecruzamiento

FIGURA IX.13. Intersecciones semidireccionales y direccionales con estructuras múltiples



E.4. CONSIDERACIONES PARA EL PROYECTO

E.4.1. Selección de tipo

En áreas rurales, la selección del tipo de intersección se basa en la demanda de tránsito. Cuando se cruzan carreteras principales conviene usar intersecciones direccionales para alojar los flujos de tránsito más importantes que den vuelta a la izquierda.

Cuando algunos ramales presentan volúmenes de tránsito importantes y en otros volúmenes de menor importancia, es apropiada la combinación de rampas direccionales, semi direccionales y gazas. Es deseable un arreglo adecuado de las gazas, para evitar los entrecruzamientos.

El proyecto mínimo a utilizarse en intersecciones de dos vías con accesos totalmente controlados, la tipo trébol es la más apropiada, o donde el derecho de vía no sea prohibitivo o el entrecruzamiento sea mínimo.

La intersección tipo diamante, se utiliza comúnmente en un camino principal con una vía secundaria. La capacidad está limitada por las intersecciones a nivel en los puntos de conexión de las rampas con el camino secundario.

El proyecto de tréboles parciales es apropiado cuando no haya derecho de vía disponible en uno o dos de los cuadrantes o donde uno o más movimientos en la intersección difieren considerablemente en magnitud, especialmente en movimientos de vuelta a la izquierda que cruzan una corriente de tránsito. En este último caso, se utilizan rampas para los volúmenes de tránsito más importantes.

En general, las intersecciones en áreas rurales están bastante espaciadas y se proyectan individualmente sin que se produzca un efecto apreciable en las demás intersecciones del sistema. La configuración final de una intersección se determina considerando los factores siguientes: continuidad de la ruta, secuencia uniforme de las salidas antes de la estructura, eliminación de entrecruzamientos en la vía principal, posibilidad de semaforización en ciertos puntos de la intersección y disponibilidad de derecho de vía. La distancia de visibilidad de los caminos, a través del paso a desnivel, será cuando menos igual a la distancia de visibilidad de parada y de preferencia mayor.

En rutas urbanas, donde conviene preservar la continuidad, todas las intersecciones se integran al proyecto general del sistema en lugar de abordarse de manera individual.

Durante el proceso del estudio y análisis del proyecto, se hará un examen cuidadoso de las vías transversales con el fin de determinar el potencial que tienen para satisfacer el tránsito que llegará a la intersección.

Una vez que se han elegido varias alternativas de proyecto para el sistema, conviene compararlas bajo los siguientes principios: capacidad, continuidad de la ruta, uniformidad de las configuraciones de las intersecciones, salidas sencillas antes de la estructura, con o sin entrecruzamiento, semaforización potencial, disponibilidad de derecho de vía, construcción por etapas y compatibilidad con el entorno.

En la Figura IX.15, se indican los tipos de intersecciones que pueden ser adaptables al proyecto de carreteras principales, dependiendo de la localización de las intersecciones, ya sea en ambientes interurbanos, suburbanos o urbanos.

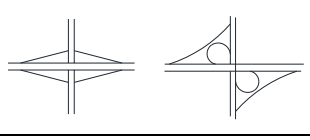
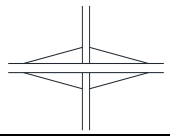
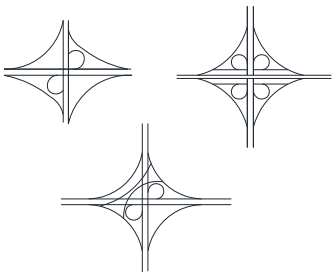
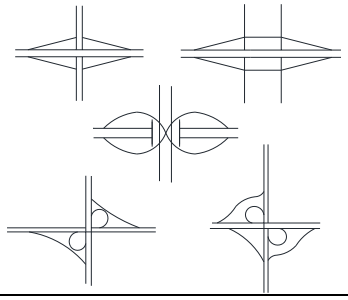
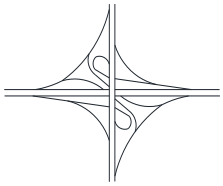
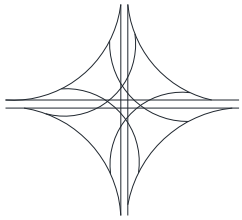
			ÁMBITO	
			RURAL	URBANO
			SUBURBANO	
TIPO DE INFRAESTRUCTURA INTERSECTADA	CARRETERAS LOCALES O CALLES	INTERSECCIONES AISLADAS		
	CARRETERAS REGIONALES Y ALIMENTADORAS			
	CARRETERAS NACIONALES	SISTEMAS DE INTERSECCIONES		

FIGURA IX.15. Adaptabilidad de las intersecciones según tipo de infraestructura

E.4.2. Planta, perfil y sección de los accesos

Es necesario que se le conceda la misma importancia al tránsito que circula por la intersección que al tránsito de los caminos principales, en términos de calidad de la operación y seguridad. Las especificaciones para la velocidad de proyecto, alineamientos y sección transversal en el área de la intersección, serán semejantes a las de los caminos que se aproximan a la intersección.

La presencia de la estructura representa un peligro potencial, como consecuencia de especificaciones inadecuadas que alienten un comportamiento inseguro de los conductores. De preferencia, las especificaciones en la zona de la intersección, serán más altas que las del camino principal para contrarrestar cualquier sensación de restricción producida por estribos, pilas, guarniciones, defensas metálicas y otros elementos de la estructura.

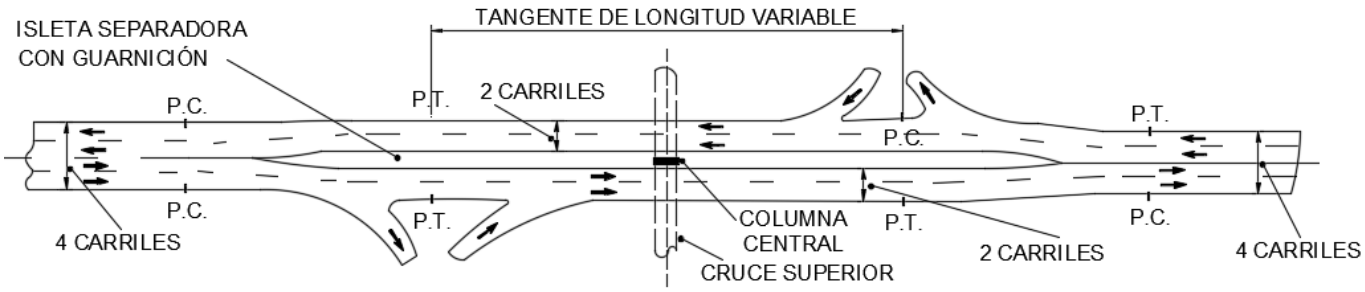
Es deseable, que los alineamientos de los caminos que pasan a través de la intersección sean relativamente suaves y dispongan de visibilidad muy amplia. Cuando sólo pueda proyectarse uno de los caminos en tangente, se optará de preferencia por el camino principal. En particular, se evitarán curvas verticales cerradas y curvas horizontales adyacentes a una curva vertical. Las pendientes de los caminos que llegan a la intersección, se mantendrán en el rango más bajo y en ningún caso excederán los valores mínimos establecidos para condiciones de camino abierto. Se evitarán pendientes que reduzcan excesivamente la velocidad de los camiones o que dificulten su operación, ante condiciones climáticas desfavorables.

La reducción de la velocidad de los vehículos en pendientes muy largas, alienta maniobras de rebase que pueden ser peligrosas en los puntos de conexión de las rampas con los caminos principales. Los vehículos lentos también propician que los que entran y salen de las rampas se cierren peligrosamente a los que van de paso.

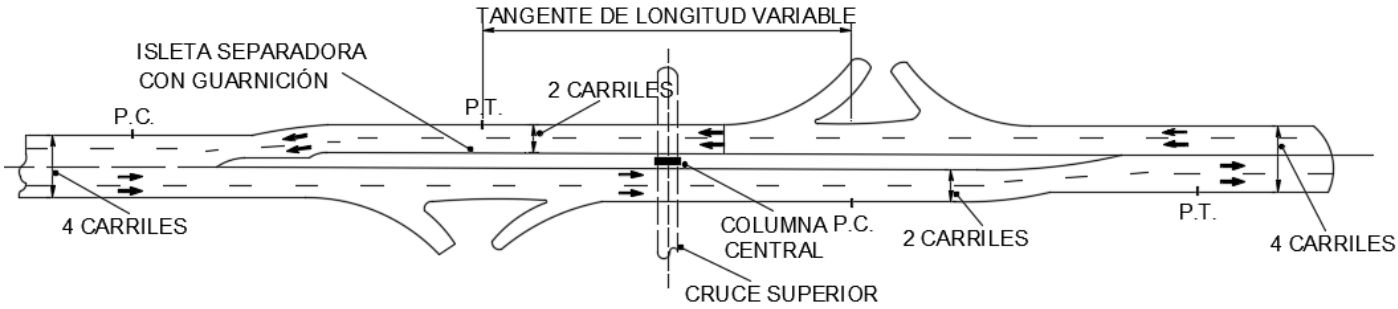
En caminos divididos, las vueltas directas a la izquierda, requieren la ampliación de la sección transversal, con el fin de construir una faja separadora central que permita alojar carriles de cambio de velocidad o carriles de almacenamiento. En caminos no divididos, es necesario introducir una faja separadora central para asegurar que los movimientos de vuelta a la izquierda se hagan en dirección de la rampa apropiada, minimizando las situaciones de confusión y peligro.

Cuando una carretera de dos carriles pase a través de una intersección, es probable que se produzcan vueltas a la izquierda en el sentido equivocado. Para altas velocidades o volúmenes importantes de tránsito, esta circunstancia puede justificar una sección transversal dividida en la zona de la intersección que prevenga maniobras de esta índole.

El proyecto de la isleta separadora en la zona de la intersección se puede hacer siguiendo un desarrollo simétrico como se muestra en la Figura IX.16-A, o con el eje desplazado como se muestra en la Figura IX.16-B. En el primer caso, el tránsito tiene que recorrer dos curvas inversas. En el segundo caso, existe una sola curva inversa después de la zona potencial de peligro, donde se localizan los extremos de las rampas de entrada y salida.



AMPLIACIÓN SIMÉTRICA
- A -



AMPLIACIÓN CON EL EJE DESPLAZADO
- B -

FIGURA IX.16. Ampliaciones para alojar isletas separadas de las intersecciones a desnivel

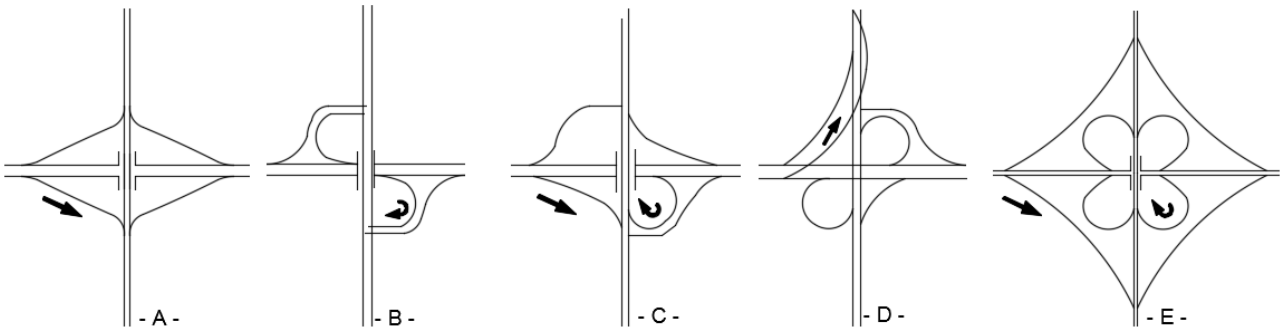
E.4.3. Espaciamiento

El espaciamiento de las intersecciones, tiene un efecto pronunciado en la operación de las carreteras principales. En áreas con desarrollos urbanos muy densos, es difícil lograr un espaciamiento adecuado, debido a que el tránsito demanda frecuentes accesos a la vía. Como regla práctica, de carácter general, la distancia mínima recomendable entre intersecciones puede ser de 1.5 km en áreas urbanas y de 3.0 km en áreas rurales.

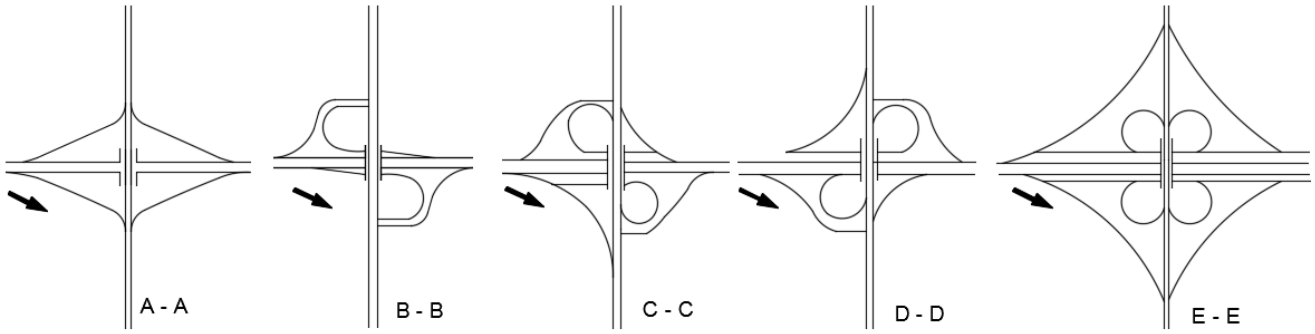
E.4.4. Uniformidad en configuración

Cuando se proyecte una serie de intersecciones a lo largo de una vía, se pondrá atención al conjunto y a cada intersección individualmente. La uniformidad de las intersecciones y la continuidad de una ruta son conceptos que están relacionados entre sí. Considerando la necesidad de proporcionar una alta capacidad, niveles de servicio apropiados y máxima seguridad en la operación, es deseable que exista uniformidad en el patrón de entradas y salidas.

Por otra parte, las salidas ilustradas en las Figuras IX.17-A, provocan confusiones que se traducen en disminuciones de la velocidad del tránsito más rápido, propiciando maniobras inesperadas y peligrosas. Hasta donde sea posible, se procurará que todas las intersecciones de la carretera principal tengan una geometría y una apariencia razonablemente uniformes, como se muestra en las Figuras IX.17-B.



- A - PATRÓN DE SALIDAS INCONSISTENTE



- B - PATRÓN DE SALIDAS UNIFORME

FIGURA IX.17. Arreglo de salidas entre entronques sucesivos

E.4.5. Traslape de ruta

En ciertos casos, es necesario que dos o más flujos de tránsito ocupen un solo alineamiento en un corredor. En áreas rurales, esta situación se puede manejar generalmente con señalamiento. En áreas urbanas, los problemas de operación adquieren mayor complejidad debido a la probabilidad de que se produzcan entrecruzamientos y a la necesidad de proporcionar capacidad adicional y equilibrio de carriles.

En situaciones donde un camino o arteria principal deban traslaparse con un camino secundario, este último tiene que proyectarse con calzadas de transferencia que conecten ambas vías, como se muestra en la Figura IX.18. Este diseño permite que el entrecruzamiento en el camino principal, sea transferido al camino secundario.

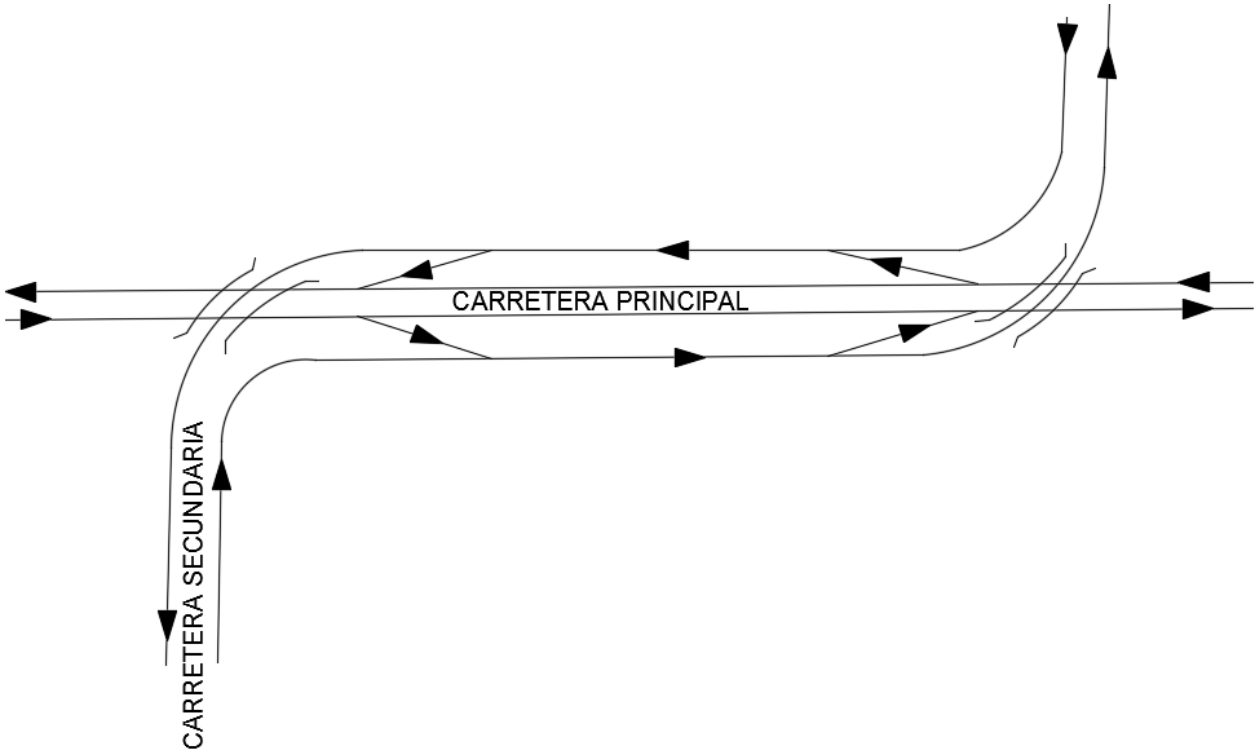


FIGURA IX.18. Vías laterales en el traslape de un camino principal y uno secundario

E.4.6. Continuidad de rutas

Continuidad de rutas, significa conservar una trayectoria o dirección general en todo el desarrollo de las rutas designadas. La designación se refiere al número de ruta y nombre del camino. Continuidad de rutas es un concepto que guarda congruencia con los principios de uniformidad operacional, balance de carriles y número básico de carriles.

Al cumplirse con el principio de continuidad de ruta, se facilita la tarea de conducir; al no existir variaciones en el número de carriles, se simplifica el señalamiento, se delinea la ruta en toda su longitud y hay menos esfuerzo del conductor para identificar el tipo de señales respectivas.

Es recomendable que el conductor, especialmente el que está poco familiarizado, disponga de una ruta continua en la que no sea necesario cambiar de carril y donde los viajes de largo

itinerario puedan hacerse sobre el carril de la izquierda a lo largo de toda la ruta. La Figura IX.19, ilustra el principio de continuidad de ruta, cuando se aplica a una ruta hipotética al encontrarse con otras rutas, en las que circulan altos volúmenes de tránsito. En la Figura IX.19-A, la continuidad de la ruta se mantiene al conservarla del lado izquierdo de todas las otras rutas existentes.

En la Figura IX.19-B, se puede notar que la continuidad es interrumpida por otras rutas existentes que se aproximan del lado izquierdo, excepto para la dirección Norte de la última intersección.

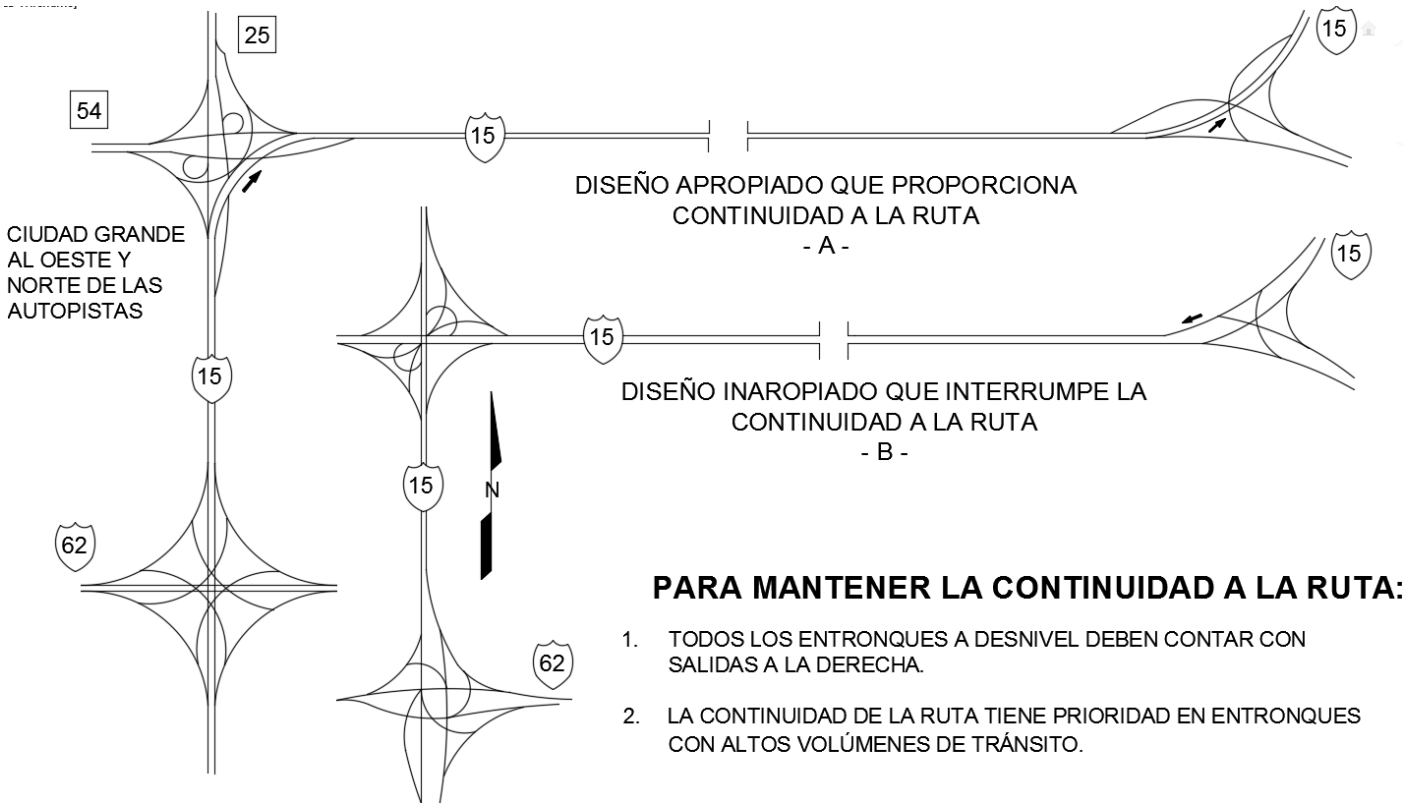


FIGURA IX.19. Formas de entronques para mantener la continuidad

E.4.7. Señalamiento

La operación adecuada de las intersecciones, es decir, la claridad de las trayectorias a seguir, seguridad y eficiencia, depende fundamentalmente de su espaciamiento relativo, de su geometría y de un señalamiento efectivo. La localización de las distancias mínimas entre rampas, depende en gran medida de la posibilidad de instalar un señalamiento efectivo para informar, prevenir y controlar a los conductores. El señalamiento y los dispositivos de seguridad se sujetarán a lo señalado en las Referencias 2 y 3.

E.4.8. Número básico de carriles

Para establecer el número y disposición de los carriles en una carretera principal, es fundamental conocer el número básico de carriles. Cualquier ruta mantendrá cierta consistencia en el número de carriles a lo largo de su desarrollo; por consiguiente, se define como número básico de carriles, al número mínimo de carriles que se designan y se mantienen sobre una longitud significativa de una ruta, sin tomar en cuenta los cambios que pudiera haber en volúmenes de tránsito y en posibles requerimientos de balance de carriles.

El número básico de carriles, es un número constante que se asigna a una ruta, excluyendo los carriles auxiliares. Se muestra en la Figura E.18 el número básico de carriles en una carretera principal, se mantiene sobre longitudes significativas de la ruta A-B y C-D. El número de carriles es determinado por la magnitud de los volúmenes de tránsito que se desplazan sobre una longitud sustancial de la vía.

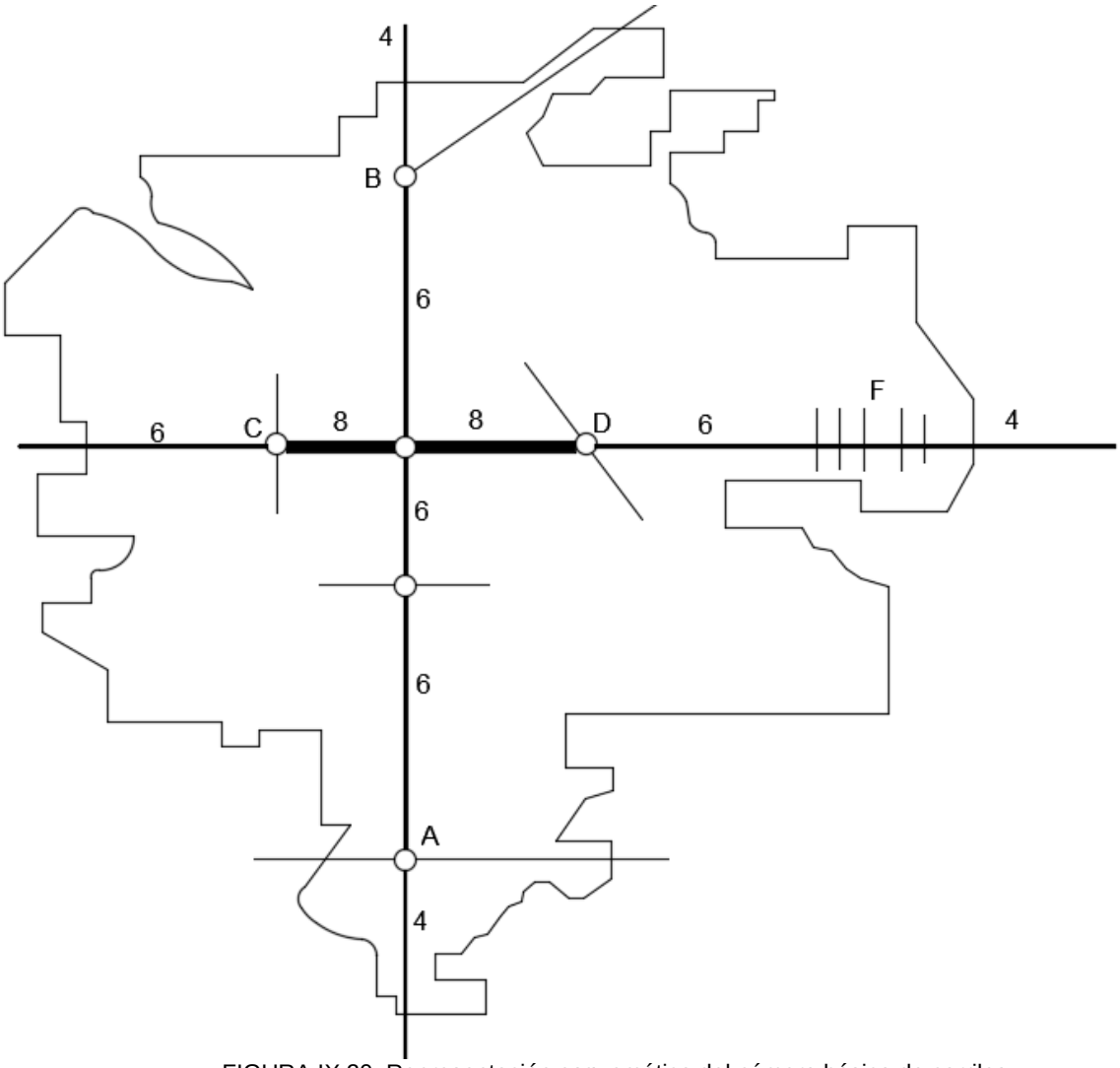


FIGURA IX.20. Representación esquemática del número básico de carriles

El volumen considerado para definir el número de carriles básico es el volumen horario de proyecto. Aquellos tramos de corta longitud con volúmenes inferiores al de proyecto dispondrían teóricamente de una reserva de capacidad y aquellos con volúmenes por arriba de ese nivel tendrían que compensarse agregando carriles auxiliares. En la Figura IX.21 se muestran ejemplos típicos de equilibrio de carriles.

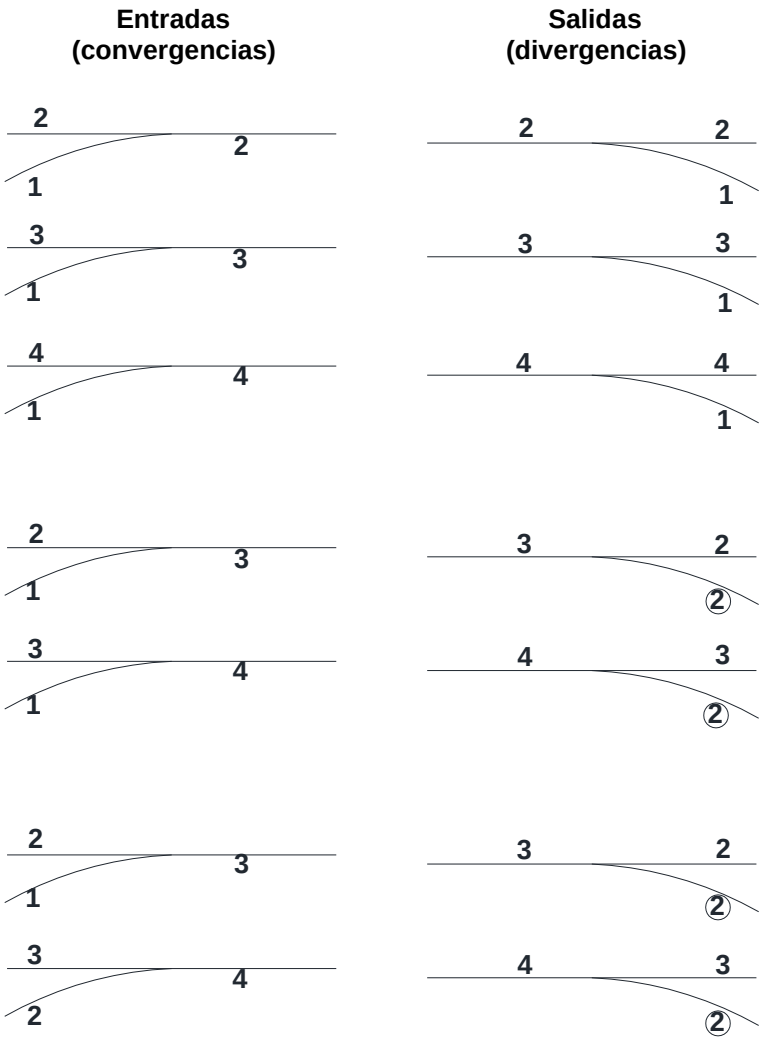


FIGURA IX.21. Ejemplo de equilibrio de carriles

E.4.9. Balance de carriles

Para lograr una operación eficiente del tránsito en una intersección y su zona de influencia, existirá un balance entre el número de carriles de la carretera principal y el número de carriles de las rampas. Los volúmenes de proyecto y el análisis de capacidad determinan el número básico de carriles que tendrá la carretera y el número mínimo en las rampas. El número básico de carriles se establece en una longitud sustancial de la carretera principal y no se cambia entre dos intersecciones simplemente porque haya volúmenes importantes saliendo y entrando desde y hacia los carriles principales.

Una vez que se ha determinado el número básico de carriles se verifica el balance de carriles considerando los siguientes principios:

1) Entradas (convergencias) a la carretera principal: después de donde se juntan las dos corrientes de tránsito, el número de carriles en la carretera principal, no será menor que la suma de carriles de las dos corrientes que se juntan, menos uno.

2) Salidas (divergencias) de la carretera principal: antes de la salida, el número de carriles en la carretera principal, será igual a la suma del número de carriles de la carretera y del

ramal, menos uno. Una excepción de este principio, se presenta en rampas de salida que siguen a rampas de entrada en entronques tipo trébol.

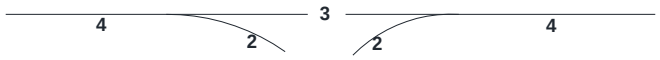
3) El número de carriles de la carretera principal, no se reducirá en más de un carril.

La aplicación del principio básico de balance de carriles se ilustra en la Figura IX.21. Sin embargo, estos principios entran aparentemente en conflicto con el concepto de continuidad en el número básico de carriles, como se ilustra en la Figura IX.22, que muestra tres diferentes arreglos, donde una carretera principal de cuatro carriles en una dirección, tiene una salida de dos carriles, seguida por una entrada de dos carriles. En la Figura IX.22-A, se mantiene el balance de carriles, pero no hay congruencia con el número básico de carriles. Este patrón puede causar confusión y operaciones erráticas al tránsito que circula en la carretera principal.

El arreglo mostrado en la Figura IX.22-B, proporciona continuidad en el número básico de carriles, pero no responde al principio de balance de carriles. En este caso, los volúmenes de tránsito más importantes que entran y salen y requieren dos carriles, tendrían dificultad para separarse o incorporarse al flujo principal.

La Figura IX.22-C, ilustra un arreglo en el que los conceptos de balance y número de carriles, se encuentran en armonía al modificarse el número de carriles con la adición o remoción de carriles auxiliares. Los carriles auxiliares se agregan para satisfacer requerimientos de capacidad y entrecruzamiento entre intersecciones, con el fin de alojar variaciones que ocurran en el patrón de tránsito de las intersecciones y simplificar la operación.

El principio de balance de carriles, se aplicará siempre que se usen carriles auxiliares. De esta manera, se logra un balance entre el flujo de tránsito y la capacidad manteniendo un balance y flexibilidad operacional apropiados.



HAY EQUILIBRIO PERO NO CUMPLE CON EL NÚMERO BÁSICO DE CARRILES
- A -



NO HAY EQUILIBRIO PERO CUMPLE CON EL NÚMERO BÁSICO DE CARRILES
- B -



CUMPLE CON EQUILIBRIO Y CON EL NÚMERO BÁSICO DE CARRILES
- C -

FIGURA IX.22. Coordinación del equilibrio y número básico de carriles

E.4.10. Carriles auxiliares

Se denomina carril auxiliar al adyacente a los carriles normales de circulación de un camino, destinado a cambios de velocidad, almacenamiento para dar vuelta, entrecruzamiento y otros propósitos inherentes al movimiento del tránsito principal. La anchura de un carril auxiliar, será igual a los carriles principales. Cuando se utilizan carriles auxiliares a lo largo de una carretera principal, se recomienda que el acotamiento adyacente tenga un ancho de 2.50 m, con un mínimo de 1.80 m.

La eficiencia operacional, se mejora usando carriles auxiliares continuos entre puntos de entrada y salida, cuando las intersecciones están muy cercanas entre sí, o existe una distancia corta entre el final de la transición de la rampa de entrada y el inicio de la transición de la rampa de salida o no existen vías laterales de servicio.

Los carriles auxiliares se usan para balancear el flujo de tránsito y mantener un nivel de servicio uniforme en la carretera. Estos carriles facilitan además, los accesos y salidas de la carretera principal. El concepto de carril auxiliar está estrechamente relacionado con el concepto de continuidad de ruta y con el señalamiento.

Es necesario prestar atención al proyecto de carriles auxiliares porque existe el riesgo potencial de que los vehículos hagan una cola al final dentro de una rampa de enlace.

La cancelación de los carriles auxiliares se logra por varios métodos:

1) Suprimir en la salida de una rampa de dos carriles, como se ilustra en la Figura IX.23-A, este tratamiento cumple con el principio de balance de carriles.
2) En algunos casos, el carril auxiliar se cancela en salidas de un solo carril, como se muestra en la Figura IX.23-B.
3) Otro método consiste en llevar la anchura completa del carril auxiliar hasta la nariz de la rampa de salida, antes de hacer la transición dentro del camino principal; este último proyecto proporciona un carril de recuperación a los conductores que inadvertidamente permanecen en el carril que se cancela (ver Figura IX.23-C.).
4) Cuando se presentan desajustes en el flujo de tránsito, provocados por vehículos que intentan recuperarse y seguir en los carriles principales, es deseable que el carril de recuperación se extienda en una longitud de 150 a 300 m antes de la transición, Figura IX.23-D.
5) En entronques muy grandes, es conveniente que esta distancia sea de 450 m. Cuando el carril auxiliar se lleva a través de uno o más entronques, puede suprimirse como se indica arriba o puede extenderse 750 m más allá de la influencia del último entronque, Figura IX.23-E.

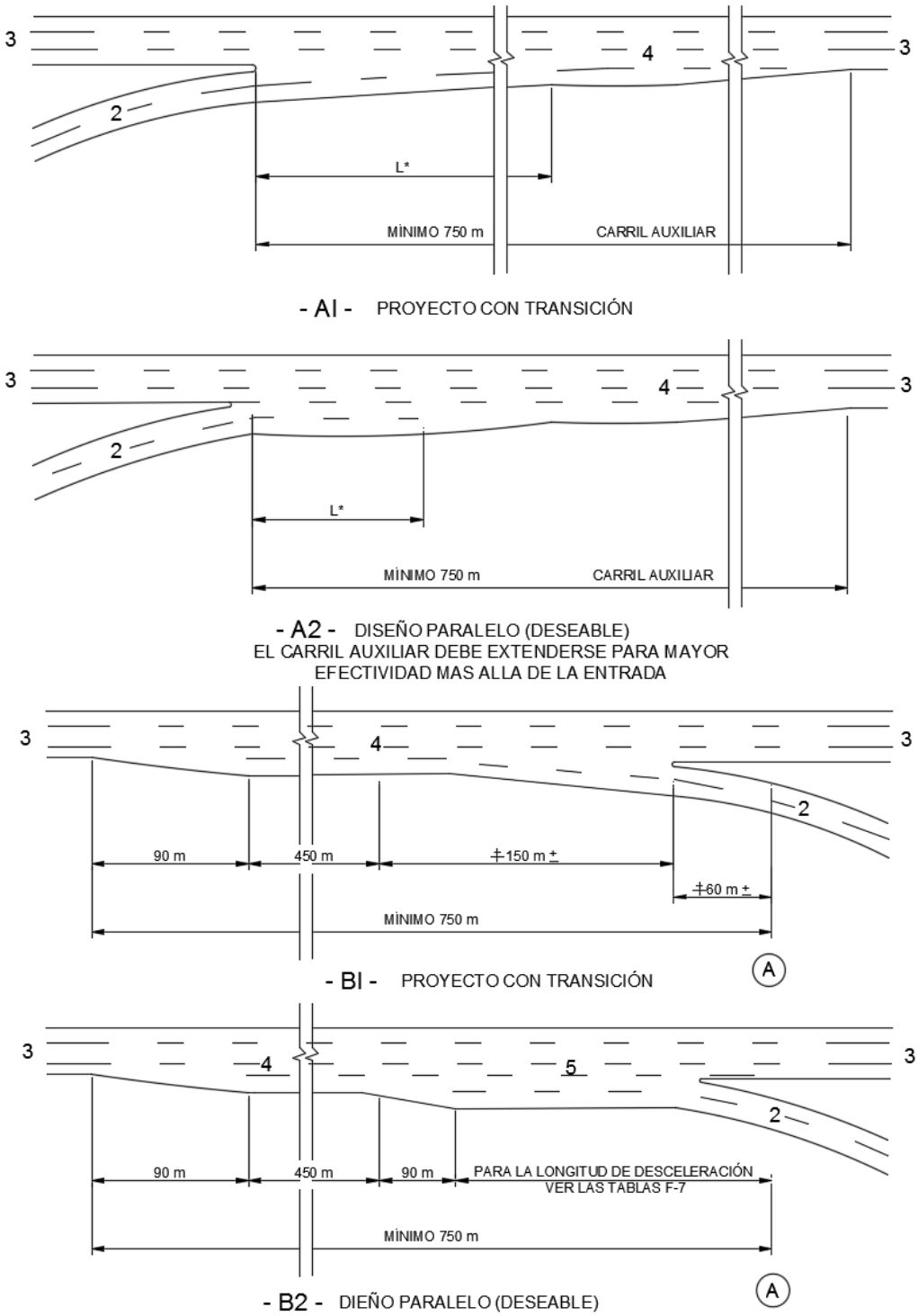
Cuando las intersecciones están muy espaciadas no es conveniente extender el carril auxiliar entre una intersección y la siguiente. En tales casos, el carril auxiliar que se origina en una entrada de dos carriles se continuará en una distancia efectiva más allá del punto de transición, como se muestra en la Figura IX.24-A2. En caso de que se introduzca un carril auxiliar antes de una salida de dos carriles, éste se llevará a lo largo de la carretera principal en una distancia efectiva antes de la salida y se extenderá dentro de la rampa como se muestra en la Figura IX.24-B2. Los carriles auxiliares que no se prolongan hasta la siguiente intersección, se cancelan o prolongan hasta el interior de las rampas, como se indica en las Figuras IX.24-B1 y IX.24-B2. Las Figuras IX.24-A1 y IX.24-B1, utilizan proyectos con transiciones, en tanto que los arreglos indicados en las Figuras IX.24-A2 y IX.24-B2, emplean carriles auxiliares paralelos.

Generalmente, se da preferencia a los diseños paralelos, en tanto que los diseños con transición se consideran aceptables.

La Figura IX.25, ilustra la aplicación de un carril auxiliar que termina en el extremo de una rampa de salida de varios carriles. El carril básico exterior se convierte automáticamente en un carril interior al agregar el carril auxiliar. Desde este carril interior los conductores pueden girar a la derecha o seguir de frente.



FIGURA IX.23. Alternativas para suprimir carriles auxiliares



EL CARRIL AUXILIAR DEBE SER INTRODUCIDO PARA MEJORAR LA EFECTIVIDAD DE LA ENTRADA

± VARÍA CON EL ÁNGULO DE DIVERGENCIA

(A) PUNTO DE CONTROL DE LA VELOCIDAD EN LA RAMPA

FIGURA IX.24. Coordinación del equilibrio y número básico de carriles con la ampliación de carriles auxiliares

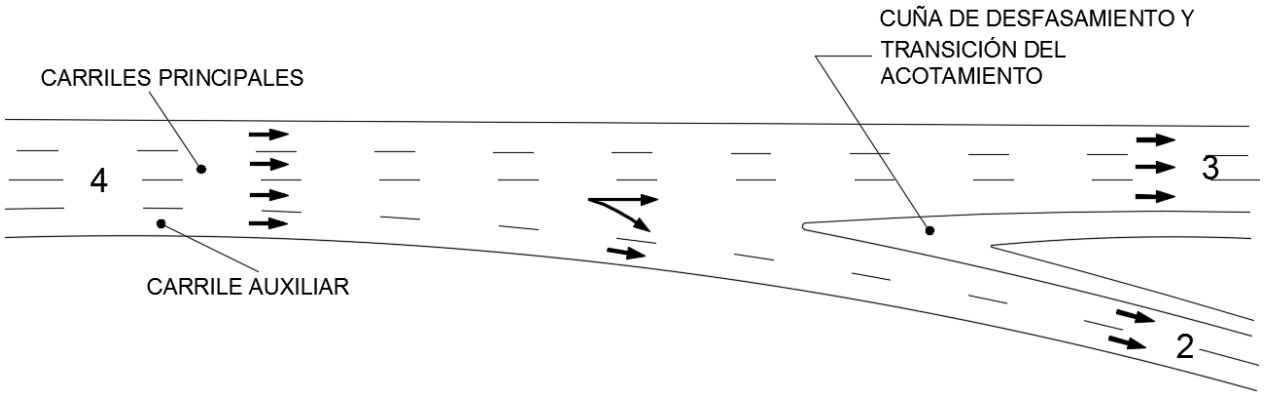


FIGURA IX.25. Carril auxiliar cancelado en una salida de dos carriles

E.4.11. Reducción de carriles

La reducción de carriles no se efectuará entre intersecciones sucesivas o dentro de las mismas intersecciones sólo por acomodar variaciones en los volúmenes de tránsito. La solución en estos casos, consiste en agregar o suprimir carriles auxiliares del número básico de carriles.

Cuando un carril básico o un carril auxiliar tengan que ser suprimido entre dos intersecciones, es conveniente que la cancelación se haga en una distancia que fluctúe entre 600 y 900 m a partir de la intersección anterior con el fin de permitir un señalamiento adecuado, ver Figura IX.23-C. La reducción no se hará en una distancia muy grande, corriente abajo, para evitar que los conductores se acostumbren a esa sección ampliada y puedan ser sorprendidos más adelante por la reducción.

Es deseable que la transición del carril que se suprime, se efectúe donde exista un alineamiento horizontal en tangente y en las proximidades de una curva vertical en cresta. Una curva vertical en columpio, es también una ubicación adecuada para suprimir un carril auxiliar debido a que se dispone de buena visibilidad. De preferencia, la reducción se hace del lado derecho.

La transición en el extremo del carril auxiliar, se hace de manera semejante a la de una rampa de salida y de preferencia mayor, para tener un margen adicional de seguridad. Las transiciones deseables son 50:1 y de ser posible 70:1.

E.4.12. Zonas de entrecruzamiento

Las zonas de entrecruzamiento se caracterizan por la convergencia de dos o más corrientes de tránsito, cuyas trayectorias se cruzan en un área común del camino, separándose después con trayectorias divergentes. Los entrecruzamientos se pueden presentar en tramos ubicados entre rampas de entrada y salida de intersecciones sucesivas y en segmentos donde se traslapan dos o más caminos.

Las zonas de entrecruzamiento pueden ser eliminadas de la vía principal, si se seleccionan intersecciones cuyas configuraciones no propicien esta clase de maniobras o bien, incorporando caminos o calles laterales.

Los proyectos que evitan los movimientos de entrecruzamiento requieren de gran número de estructuras, algunas de ellas muy complejas, como las involucradas en conexiones directas.

Con el fin de hacer una elección juiciosa entre varias alternativas, es necesario una evaluación total del costo de las intersecciones y de los volúmenes de tránsito específicos que van a manejarse.

La capacidad de las zonas de entrecruzamiento puede verse seriamente restringida a menos que su longitud y anchura, junto con el balance de carriles sean las adecuadas.

E.4.13. Vías laterales

Las ventajas de usar caminos laterales en una intersección son las siguientes:

1) El entrecruzamiento es transferido a estos caminos desde la vía principal;
2) Se pueden desarrollar entradas y salidas sencillas;
3) La salida desde el camino principal puede hacerse desde antes de la estructura;
4) Se puede mantener un patrón uniforme de salidas.

Los caminos laterales son de dos o más carriles, siendo el factor determinante la capacidad. Es necesario además, mantener el balance de carriles en las entradas y salidas al camino principal. Las velocidades en estos caminos laterales andan usualmente en el rango de 60 a 80 km/h.

E.4.14. Intersecciones con una o dos salidas

En general, las intersecciones proyectadas con una sola salida, son más convenientes a las que tienen dos salidas, especialmente si una de ellas forma parte de una rampa o cuando la segunda salida es precedida por una entrada y ambas forman parte de rampas con forma de gaza. La eficiencia operacional de toda la intersección se mejora con un proyecto de trébol completo o un trébol parcial.

Los fines que se persiguen al desarrollar salidas únicas, cuando sea posible, son los siguientes:

- Eliminar el entrecruzamiento del camino principal y transferirlo a una vía con velocidad más baja.
- Proporcionar una salida de alta velocidad desde el camino principal.
- Simplificar el señalamiento y las decisiones que tienen que tomar los conductores.
- Ser congruentes con las expectativas del conductor, al colocar la salida antes de la estructura del paso a desnivel.
- Proporcionar un patrón uniforme de salidas.
- Proporcionar distancias de visibilidad de decisión, al tránsito del camino principal.

Cuando se utilizan caminos laterales se proyecta una sola salida y el entrecruzamiento se transfiere al camino lateral. Dotar a una intersección de salidas únicas es más costoso porque hay que agregar un camino adicional y proyectar estructuras de mayor longitud, las cuales, en algunos casos, han de ser estructuras separadas.

La Figura IX.26, muestra varias intersecciones que son compatibles con el concepto de ubicación de las salidas antes del paso a desnivel.

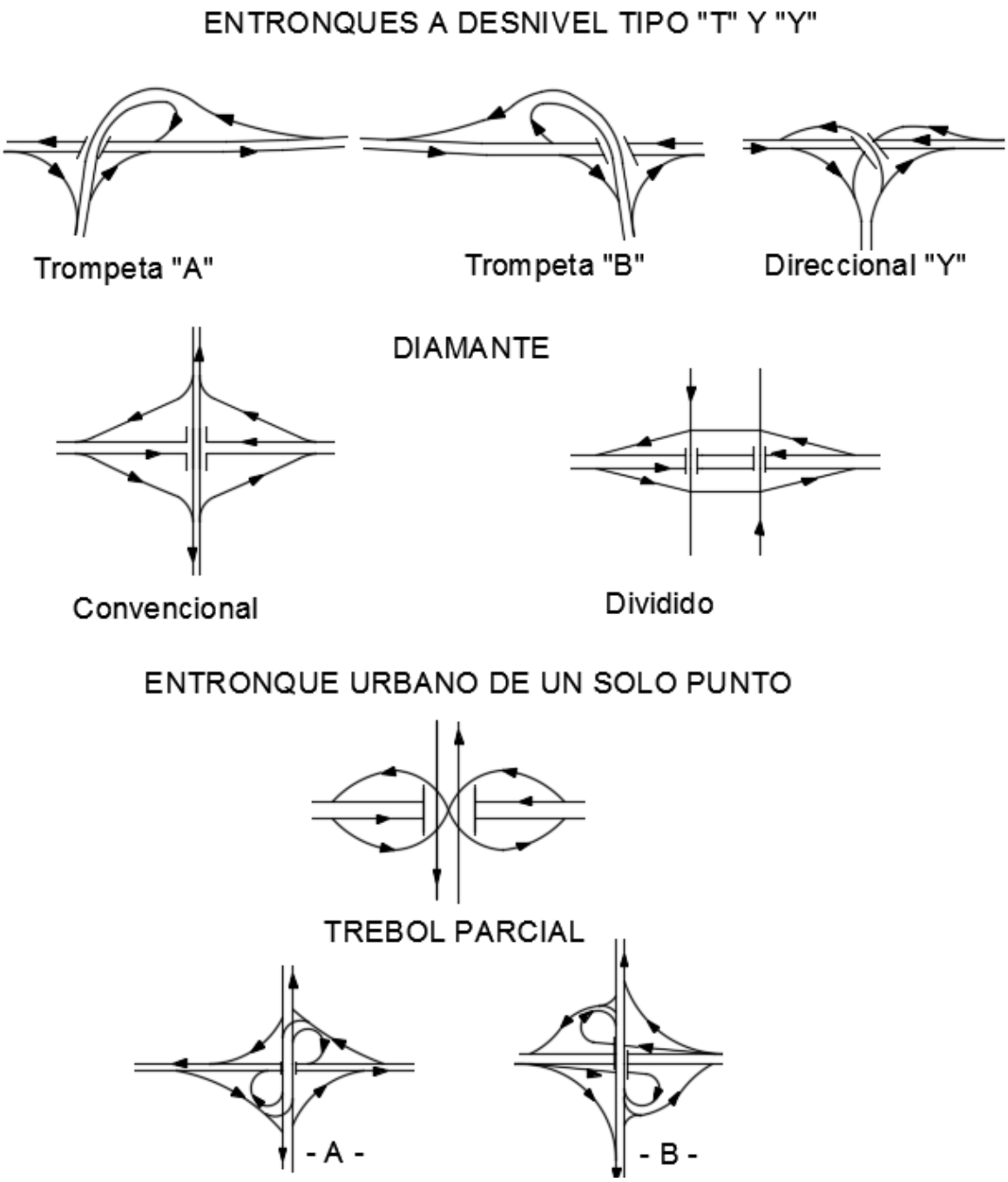


FIGURA IX.24. Formas de entronques con una o dos salidas

E.4.15. Errores de entrada

Las entradas incorrectas en carreteras principales no ocurren con frecuencia pero significan un riesgo potencial de accidentes graves. Es necesario, en consecuencia, vigilar estas situaciones durante todas las etapas del proyecto. La mayor parte de los accesos incorrectos ocurren en:

- Rampas de salida de carreteras principales
- Intersecciones a nivel de carreteras principales divididas
- Transición de carreteras sin dividir a carreteras con faja separadora central.

F. RAMPAS

El término rampa, se refiere al elemento que conecta dos ramas, de carreteras o calles, de una intersección a desnivel.

Los componentes de una rampa, son los extremos de cada rama y el enlace, que usualmente tiene cierta curvatura y pendiente.

Generalmente, las especificaciones de los alineamientos horizontal y vertical de las rampas son inferiores a la de los caminos, pero en algunos casos pueden ser iguales.

F.1. TIPOS

La Figura IX.27, ilustra diferentes tipos de rampas y sus formas características.

Una intersección está compuesta generalmente de varios tipos de rampas. Por ejemplo, las intersecciones tipo trompeta tienen una gaza, una rampa semi direccional y dos rampas direccionales o diagonales.

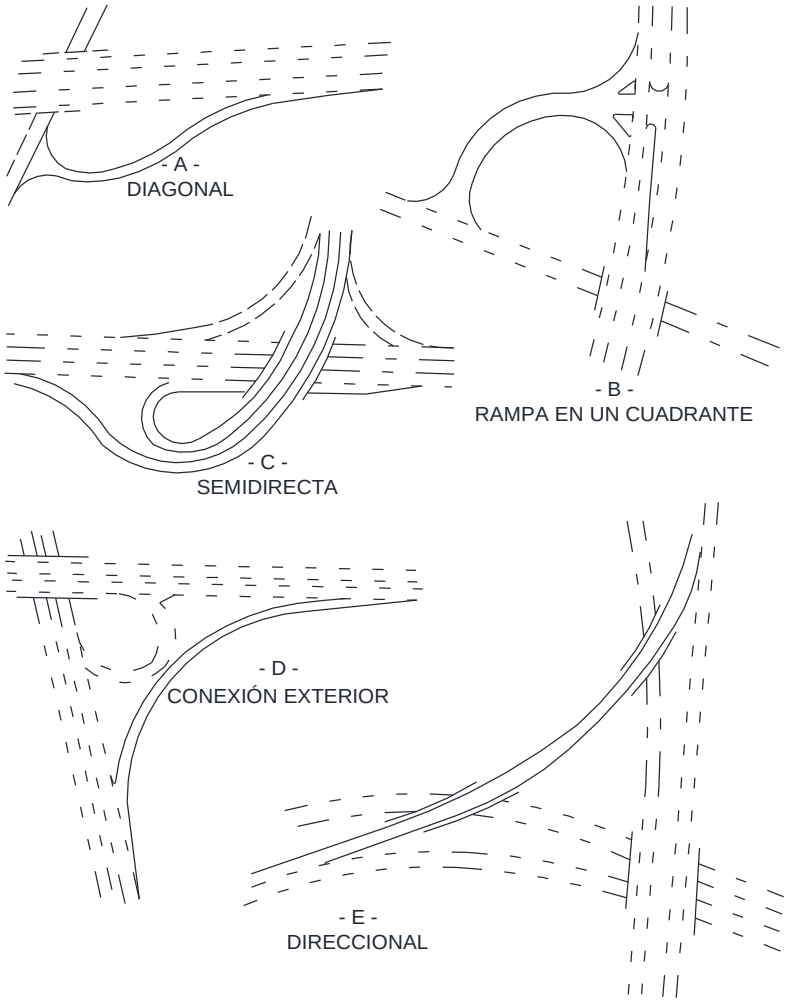


FIGURA IX.27. Tipos generales de rampas

F.2. VELOCIDAD DE PROYECTO

De preferencia, las velocidades de proyecto de las rampas se aproximarán a la velocidad de marcha de bajo volumen (flujo libre) de los caminos principales que concurren a la intersección. Estas velocidades no son siempre prácticas, pudiendo requerirse velocidades de proyecto más bajas; de cualquier manera, no serán menores que el valor del rango más bajo mostrado en la Tabla IX.27. En esta Tabla se presenta un rango más alto correspondiente al percentil 85 de las velocidades de marcha, un rango intermedio correspondiente al percentil 70 y un rango más bajo correspondiente al percentil 50 y en la Tabla F.1[1] los radios mínimos para curvas en intersecciones.

TABLA IX.1. Guía de valores para la velocidad de proyecto de rampas relacionadas con la velocidad de la carretera

Velocidad de Proyecto de la Carretera (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidad de Proyecto de la Rampa (km/h)								
Rango Más Alto (85%)	40	50	60	70	80	90	100	110
Rango Intermedio (70%)	30	40	50	60	60	70	80	90
Rango Más Bajo (50%)	20	30	40	40	50	50	60	70
Radio Mínimo Correspondiente (m)	Véase Tabla F.A'							

Tabla IX.2[1]. Radios mínimos para curvas en intersecciones

Velocidad de proyecto, en el ramal o rampa, km/h	25	30	40	50	60	70
Coeficiente 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 + μ	0,32	0,29	0,27	0,26	0,25	0,25
Radio mínimo calculado (R), 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
Grado máximo de curvatura	-	48	24	15	10	8

Nota: Para velocidades de proyecto de 70 km/h o mayores, use valores para condiciones de camino abierto.

Fórmula empleada: $s + \mu = 0.00785\ V^2/R$.

F.3. CURVATURA

La curvatura de una rampa se logra utilizando curvas compuestas o curvas espirales que se ajusten a las condiciones del lugar y a las trayectorias naturales de los vehículos.

En una intersección semi direccional, como se muestra diagramáticamente en la Figura IX.2-A, se diseñan diversas formas de gazas y conexiones exteriores. El desarrollo de la gaza, con excepción de sus extremos, es un arco circular o cualquier otra curva simétrica o asimétrica formada con espirales de transición.

El arreglo geométrico se ajusta a lugares donde los caminos principales no tienen la misma importancia. En estos casos, la rampa se proyecta para varias velocidades, funcionando como zona de cambio de velocidad.

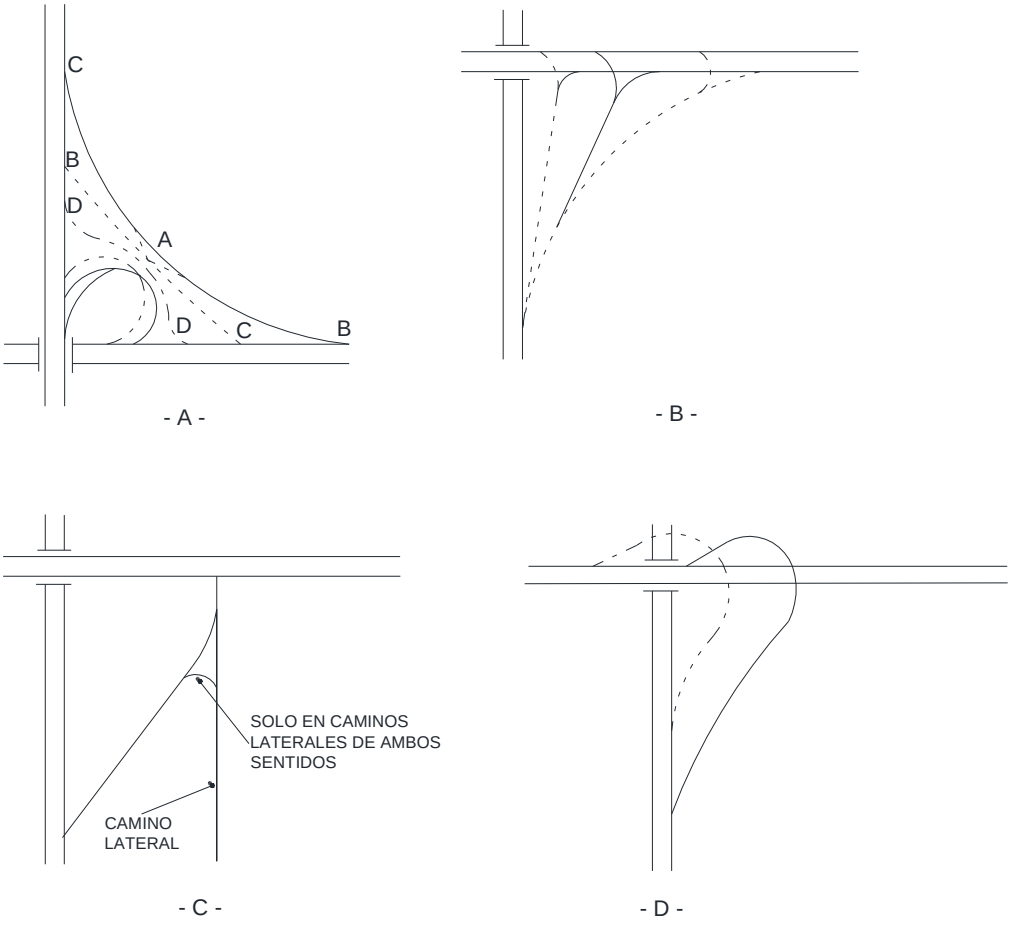
El extremo de conexión de la rampa con la carretera principal, se ubicará normalmente antes de la estructura. El alineamiento más conveniente es uno semejante al de la línea continua A. Este arreglo, sin embargo, requiere un derecho de vía muy grande; cualquier otro arreglo, necesita una tangente en el centro y curvas en los extremos, líneas B-B y C-C.

Cuando la gaza es más importante que la conexión exterior, se usa un alineamiento inverso para reducir el derecho de vía, como se muestra con la línea D-D. Para lograr la forma deseada, se usa cualquier combinación de las líneas B, C Y D.

Las rampas diagonales asumen gran variedad de formas, dependiendo del patrón de tránsito y de las limitaciones del derecho de vía. Se aprecia en la Figura IX.28.B, la rampa de una tangente diagonal con curvas en los extremos de conexión.

Cuando se utilizan rampas diagonales como las de la Figura IX.28-C, es deseable que las calles de servicio sean de un solo sentido de circulación.

La forma de la conexión semi direccional de la Figura IX.28-D, está determinada por la localización de sus extremos con respecto a la estructura, por la ampliación de la calzada a través de la misma y por el radio de curvatura necesario para mantener la velocidad del tránsito más importante que da vuelta a la izquierda.



- A -

- B -

- C -

- D -

FIGURA IX.28. Formas de rampas

F.4. DISTANCIA DE VISIBILIDAD

La distancia de visibilidad en las rampas, será por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada. En estos casos, no se requieren distancias de visibilidad de rebase. Es necesario que exista suficiente visibilidad en todo el extremo de conexión, incluyendo la nariz de salida y un tramo de la rampa más allá del área de recuperación.

La distancia de visibilidad en una carretera principal, antes de su aproximación a la nariz de una rampa de salida, excederá la distancia mínima de visibilidad de parada, correspondiente a la velocidad de proyecto y de preferencia será 25 por ciento mayor.

F.5. ALINEAMIENTO VERTICAL

Las pendientes de las rampas, serán tan suaves como sea posible, con el fin de minimizar el esfuerzo que requieren los conductores para entrar al camino principal. La mayoría de las rampas tienen curvas y pendientes pronunciadas que entorpecen la fluidez del tránsito. Las pendientes de las rampas pueden ser mayores que las de los caminos principales; sin embargo, no se puede establecer una relación precisa. La pendiente de una rampa depende de varios factores cuyas peculiaridades están sujetas a las condiciones del lugar y del cuadrante donde se ubique.

En general, es más importante lograr una distancia de visibilidad adecuada, que una pendiente de control específica; por consiguiente el proyecto dará preferencia a la primera. Usualmente estos dos controles son compatibles.

Como criterio general, se recomienda que las pendientes ascendentes, según las velocidades de proyecto, sean como las mostradas en la Tabla IX.3.

TABLA IX.3. Pendientes ascendentes

Velocidad (km/h)	Pendiente (%)
70 a 80	3 a 5
40 a 50	4 a 6
20 a 40	5 a 7

F.5.1. Curvas Verticales

Los perfiles de las rampas asumen la forma de una letra “S”, con una curva vertical en columpio en el extremo inferior y una curva vertical en cresta en el extremo superior. En algunos casos, pueden requerirse curvas verticales adicionales particularmente en rampas que cruzan por arriba o pasan por debajo de otros caminos. Cuando una curva vertical en cresta se extiende hasta el extremo de la rampa, la longitud de la curva se determinará usando una velocidad de proyecto intermedia entre las velocidades de proyecto de la rampa y del camino principal.

F.6. SOBREELEVACIÓN

La curvatura de la rampa, es una curva simple o una combinación de curvas circulares y transiciones. La velocidad de proyecto y la sobreelevación quedan determinadas por la curvatura de la rampa. La sobreelevación tiene que desarrollarse gradualmente en el interior y exterior de la curva. El método para desarrollar la sobreelevación en los extremos de rampas con flujo de tránsito libre, se muestra diagramáticamente en la Figura IX.29.

La Figura IX.29-A, muestra una transición de salida desde un tramo en tangente, que se prolonga más allá de la zona de deceleración. La corona normal se proyecta dentro del pavimento auxiliar no requiriéndose sobreelevación hasta que se alcanza el inicio de la curva.

En la Figura IX.29-B, se indica una salida del tipo paralelo desde un tramo en tangente, que conduce a una curva suave de salida. En el punto “b”, se proyecta la corona normal del camino sobre el pavimento auxiliar. En el punto “c”, puede cambiarse generalmente la línea de la corona, para iniciar el desarrollo de la sobreelevación de la curva existente. En el punto “d”, los dos quiebres en la línea de la corona, conducen al desarrollo de la sobreelevación completa en la vecindad de la nariz de entrada.

Las Figuras IX.29-C y IX.29-D, incluyen los extremos de una rampa y el pavimento auxiliar sobre el que se proyectará la sobreelevación del camino.

En la Figura IX.29-E, se observa una rampa de entrada del tipo paralelo en la parte superior de la curva. En el punto “d” la sobreelevación probablemente sería plana y la sobreelevación completa se alcanzaría en el punto “c”.

La Figura IX.29-F presenta una rampa de salida del tipo paralelo de un tramo en tangente, con una curvatura pronunciada con desarrollo antes de la nariz de la rampa. Este diseño es típico de gazas de tipo trébol. Parte del cambio de pendiente, se logra sobre el carril paralelo, con aproximadamente la mitad de la sobreelevación desarrollada en el punto “b”. La sobreelevación completa de la rampa se alcanza más allá de la nariz.

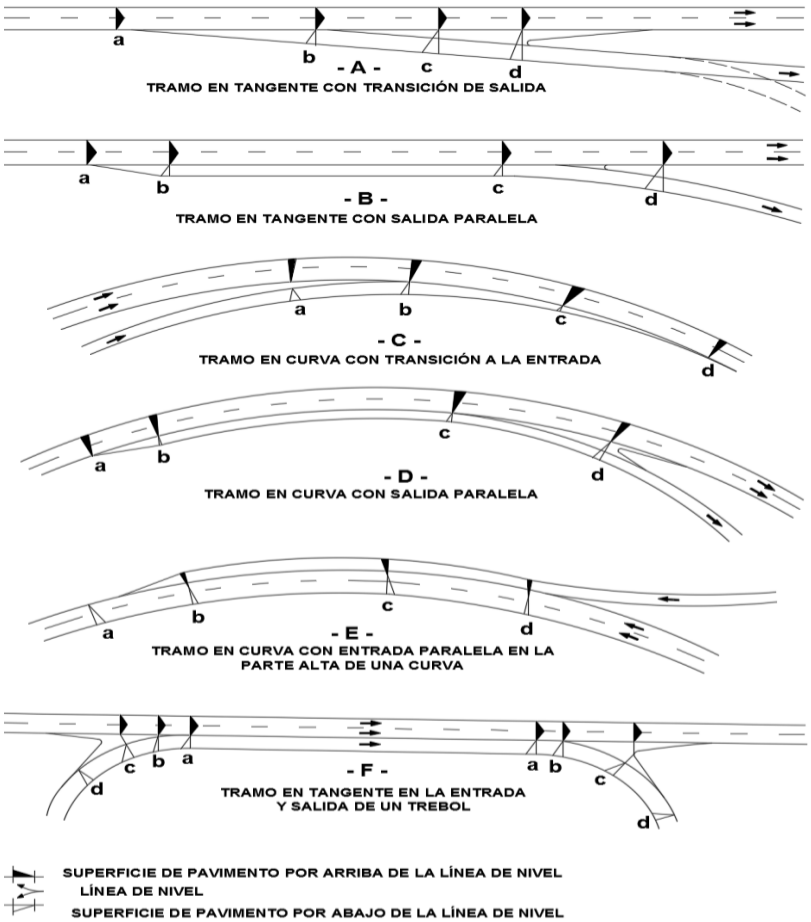


FIGURA IX.29. Desarrollo de la sobreelevación en extremos de rampas con flujo libre

F.7. CUÑA DE RECUPERACIÓN

El término cuña de recuperación se refiere a la zona situada desde el punto de la intersección de los acotamientos hasta la anchura dimensional de la nariz de la cuña, que separa las dos coronas. Ver Figura IX.30.

La nariz pintada es un punto, que no tiene anchura dimensional, donde las calzadas se separan. El área neutral es la superficie triangular localizada entre la nariz pintada y la nariz de la cuña, e incluye la nariz física. La geometría de esta zona es una parte importante del proyecto del extremo de una rampa. Es un área de decisión para los conductores que se aproximan ya que han de ver y comprender claramente la situación prevaleciente. En una serie de intersecciones a lo largo de una carretera principal, las cuñas de recuperación serán uniformes y ofrecerán la misma apariencia a los conductores.

Como regla general, el ancho de la nariz de la cuña medirá entre 6 y 9 m, incluyendo los acotamientos. Toda el área triangular se pintará con franjas, para delinear adecuadamente las trayectorias a ambos lados, con el fin de que los conductores identifiquen fácilmente esa zona. La Figura IX.31, detalla esquemáticamente algunos proyectos de cuñas de recuperación bajo condiciones de flujo libre.

Las Figuras IX.31-A y IX.31-B, disponen de una cuña adyacente al carril exterior del tránsito que sigue de frente, con un desfasamiento moderado del pavimento de la rampa.

La Figura IX.31-C, muestra una bifurcación principal donde ninguno de los caminos que divergen tienen prioridad. El desfasamiento de la nariz es igual para ambas calzadas. En estos casos se pinta un franjeado a partir de la nariz de la bifurcación.

La Tabla IX.4, proporciona las longitudes mínimas recomendables para las transiciones más allá del vértice del desfasamiento de acuerdo con la velocidad de proyecto del tránsito que se aproxima.

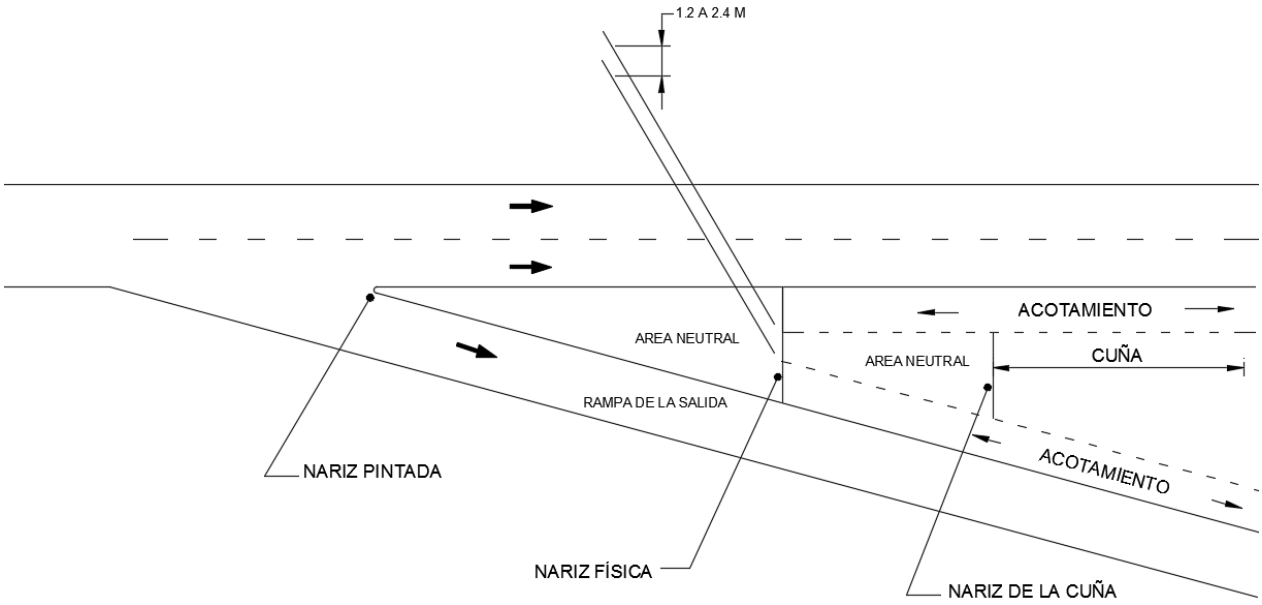
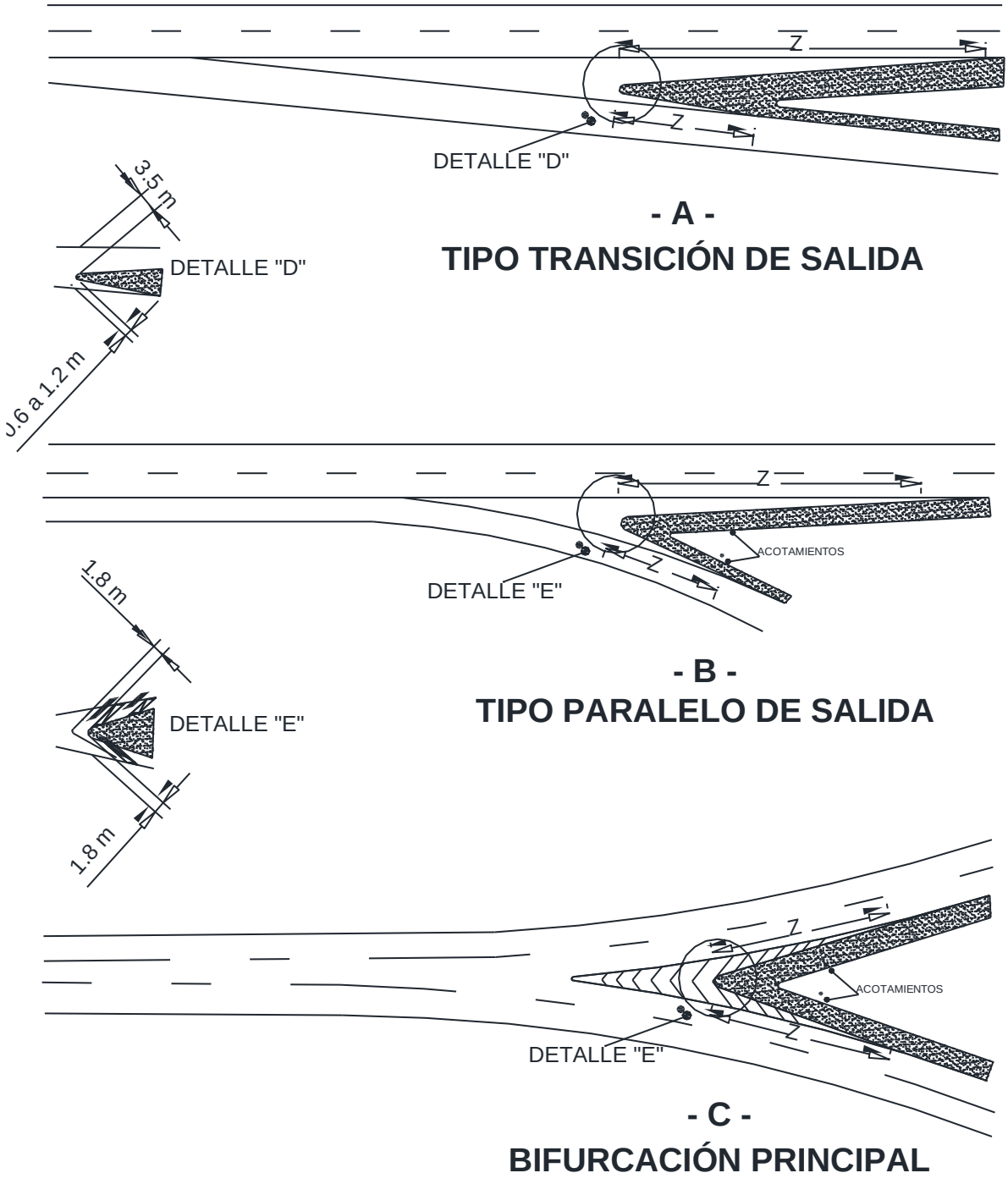


FIGURA IX.30. Características típicas de una cuña de recuperación



Radio de la nariz 0.6 a 1.2 m o cuadrado

NOTA: PARA LONGITUDES DE "Z", VER TABLA F-3

FIGURA IX.31. Detalles típicos de cuñas de recuperación

TABLA IX.4. Longitud mínima del adelgazamiento de la nariz

Velocidad de Proyecto (km/h)	Longitud en metros de la transición (Z) por metro de desplazamiento de la nariz
50	15,0
60	20,0
70	22,5
80	25,0
90	27,5
100	30,0
110	35,0

F.8. ANCHO

El ancho de calzada en rampas, depende del tipo de operación, curvatura, volumen y composición del tránsito. Cabe hacer notar que este ancho, a diferencia de la calzada en camino abierto, incluye los acotamientos y distancias libres laterales desde la orilla del pavimento. El proyecto de la sección de rampas, para diversas condiciones, se lleva a cabo considerando tres casos de operación:

I) Operación en un solo sentido, con un solo carril y sin previsión para rebase.

II) Operación en un solo sentido, con un solo carril y con previsión para el rebase de vehículos estacionados.

III) Operación en uno o en dos sentidos de operación y con dos carriles.

Los anchos de las rampas para los tres casos de operación y para la condición de tránsito, se pueden consultar en la Tabla IX.5.

TABLA IX.5. Proyecto de anchos para carreteras que dan vuelta

Radio de la orilla interna del pavimento R (m)	Ancho del Pavimento								
	CASO 1 Un carril, un sentido sin operación para rebasar un vehículo detenido			CASO 2 Un carril, un sentido con operación para rebasar un vehículo detenido			CASO 3 Dos carriles u operación para uno o doble sentido		
	Diseño de condiciones de tránsito								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	5,4	5,5	7,0	6,0	7,8	9,2	9,4	11,0	13,6
25	4,8	5,0	5,8	5,6	6,9	7,9	8,6	9,7	11,1
30	4,5	4,9	5,5	5,5	6,7	7,6	8,4	9,4	10,6
50	4,2	4,6	5,0	5,3	6,3	7,0	7,9	8,8	9,5
75	3,9	4,5	4,8	5,2	6,1	6,7	7,7	8,5	8,9
100	3,9	4,5	4,8	5,2	5,9	6,5	7,6	8,3	8,7
125	3,9	4,5	4,8	5,1	5,9	6,4	7,6	8,2	8,5
150	3,6	4,5	4,5	5,1	5,8	6,4	7,5	8,2	8,4
Tangente	3,6	4,2	4,2	5,0	5,5	6,1	7,3	7,9	7,9
Modificación de anchura del borde de tratamiento									
Acotamiento no estabilizado	Ninguno			Ninguno			Ninguno		
Borde en pendiente	Ninguno			Ninguno			Ninguno		
Borde en vertical:									
Un sentido	Agregar 0,3 m			Ninguno			Agregar 0,3 m		
Doble sentido	Agregar 0,6 m			Agregar 0,3 m			Agregar 0,6 m		
Acotamiento estabilizado en uno o en ambos sentidos	El ancho del carril para las condiciones B y C, en la tangente puede ser reducido a 3,6 m, en donde el acotamiento sea de 1,2 m, o más amplio			Reducir el ancho del acotamiento; ancho mínimo tan bajo como el Caso 1,			Reducir 0,6 m, donde el acotamiento sea de 1,2 m, o más amplio		

Clasificación de vehículos:
A.- Principalmente vehículos ligeros (Ap); permitiendo ocasionalmente proyectos para el vehículos C.2, con espacios restringidos para la vuelta
B.- Previsto adecuadamente para el vehículo C2; ocasionalmente permite al T2-S1-R2, girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacentes.
C.- Provisto exclusivamente para el vehículo T2-S1-R2.

F.9. EXTREMOS

El extremo de una rampa es el área adyacente al camino principal; incluye carriles de cambio de velocidad, transiciones e isletas. Los extremos de rampas, son intersecciones a nivel, como en el caso de carreteras que concurren a intersecciones del tipo diamante o forma de trébol parcial y aquellas zonas donde la rampa forma ángulos pequeños con el camino principal.

Los perfiles de los extremos de las rampas se proyectarán en combinación con el alineamiento horizontal para evitar restricciones de la visibilidad que afecten la operación.

F.9.1. Ubicación

Debido a que en intersecciones de tipo diamante o trébol parcial se forman cruces a nivel, se recomienda que ésta se localice a una distancia adecuada del paso a desnivel para disponer de una distancia de visibilidad que permita la entrada y salida con seguridad hacia y desde el camino transversal.

Se deben evitar proyectos con salidas después de curvas verticales, especialmente en carreteras de alta velocidad. De preferencia los extremos de las rampas de entrada se

localizarán en pendientes ascendentes con el fin de hacer más fácil la aceleración de los camiones. Las rampas tipo gaza, localizadas después de una estructura, como es el caso de tréboles convencionales o ciertos arreglos de tréboles parciales, usualmente requieren un carril auxiliar paralelo.

F.9.2. Espaciamiento

El extremo de una rampa no quedará cerca de la estructura de un paso a desnivel. En caso de que no sea posible ubicar el extremo de salida antes de la estructura, la salida se desplazará delante de la estructura a desnivel. La distancia entre la estructura y la nariz del extremo de la rampa será suficientemente grande para que no entorpezcan al tránsito que sigue de frente. Se sugiere una distancia razonable mínima, entre la estructura y la nariz del extremo de la rampa de salida, aproximadamente igual a la longitud del carril de cambio de velocidad.

Cuando la rampa de entrada esté ubicada antes de la estructura, se requiere de un carril de aceleración con la longitud necesaria, entre el extremo de la rampa y la estructura y se verificará la distancia de visibilidad con el fin de que la línea de visión del conductor no quede obstruida por el estribo o el parapeto del puente.

Cuando existan dos o más extremos de rampas seguidas y cercanas a lo largo del camino principal, habrá que proporcionar una longitud suficiente para maniobrar, así como para ubicar el señalamiento. La Figura IX.32muestra el espacio mínimo requerido entre los extremos de rampas, para varias combinaciones de entradas y salidas.

Cuando una rampa de entrada es seguida por una de salida, la distancia mínima entre ellas está condicionada por el entrecruzamiento.

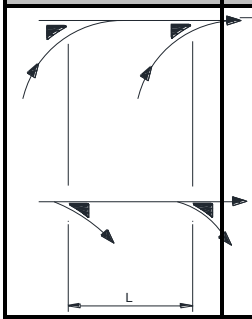
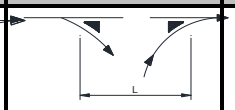
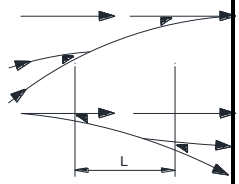
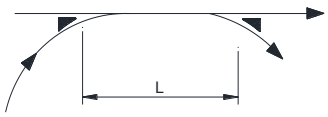
Entrada - Entrada ó Salida – Salida		Salida - Entrada		Enlaces		Entrada - Salida (Entrecruzamiento)			
									
Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora	Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora	Sistema de Intersecciones	Intersección Aislada	Sistema de Intersecciones		Intersección Aislada	
						Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora	Carretera Principal	Carretera Regional y Alimentadora
Longitudes Mínimas entre Rampas Sucesivas, L, (metros)									
300	240	150	120	240	180	600	480	480	300

FIGURA IX.32. Espaciamiento mínimo recomendable entre los extremos de rampas

F.9.3. Carriles de cambio de velocidad

Los conductores que van a salir de una carretera, en una intersección, requieren bajar su velocidad para incorporarse a la rampa de salida. Por otra parte, los conductores que van a incorporarse a una carretera desde una rampa, necesitan acelerar para alcanzar la velocidad del tránsito en el camino principal. Por ello, es necesario proporcionar carriles auxiliares para que la deceleración y aceleración se realicen sin interferir con el tránsito principal y evitar accidentes potenciales. Estos carriles se denominan carriles de cambio de velocidad.

Como requerimiento mínimo, un carril de cambio de velocidad permitirá a los conductores pasar gradualmente de la velocidad de operación en el camino principal a la velocidad de operación de la rampa de una manera segura y cómoda.

Los carriles de cambio de velocidad son de dos tipos: con transición directa o paralela. El tipo transición directa para las salidas o entradas se realizan con ángulos pequeños, en tanto que el tipo paralelo consiste en un carril adicional.

F.9.3.1. Rampas de entrada

a) Tipo Transición Directa.-

Las entradas con carriles de transición directa, con dimensiones apropiadas, operan suavemente bajo cualquier condición de volúmenes de tránsito. Mediante un ajuste a la velocidad, el conductor que entra puede aprovechar un espacio disponible en la corriente del tránsito principal. En la Figura IX.33-A se observa el extremo de una rampa de entrada con un solo carril de transición.

La transición directa tendrá el rango de inclinación entre 50:1 y 70:1 para que los conductores alcancen una velocidad cercana a la velocidad promedio de la carretera principal, en donde la orilla exterior de la rampa se une con la carretera principal.

La Tabla IX.6, muestra longitudes mínimas de aceleración para extremos de rampas de entrada. Cuando la rampa está en pendiente, las longitudes se ajustarán de acuerdo con lo indicado en la Tabla IX.7.

b) Tipo paralelo.-

Las rampas de entrada que cuentan con un carril auxiliar paralelo de longitud suficiente, permiten a un vehículo acelerar hasta llegar a la velocidad de la carretera principal antes de incorporarse. En estos casos, se debe prever una transición al final de este carril. Figura F.7-B y Tablas IX.6. y IX.7.

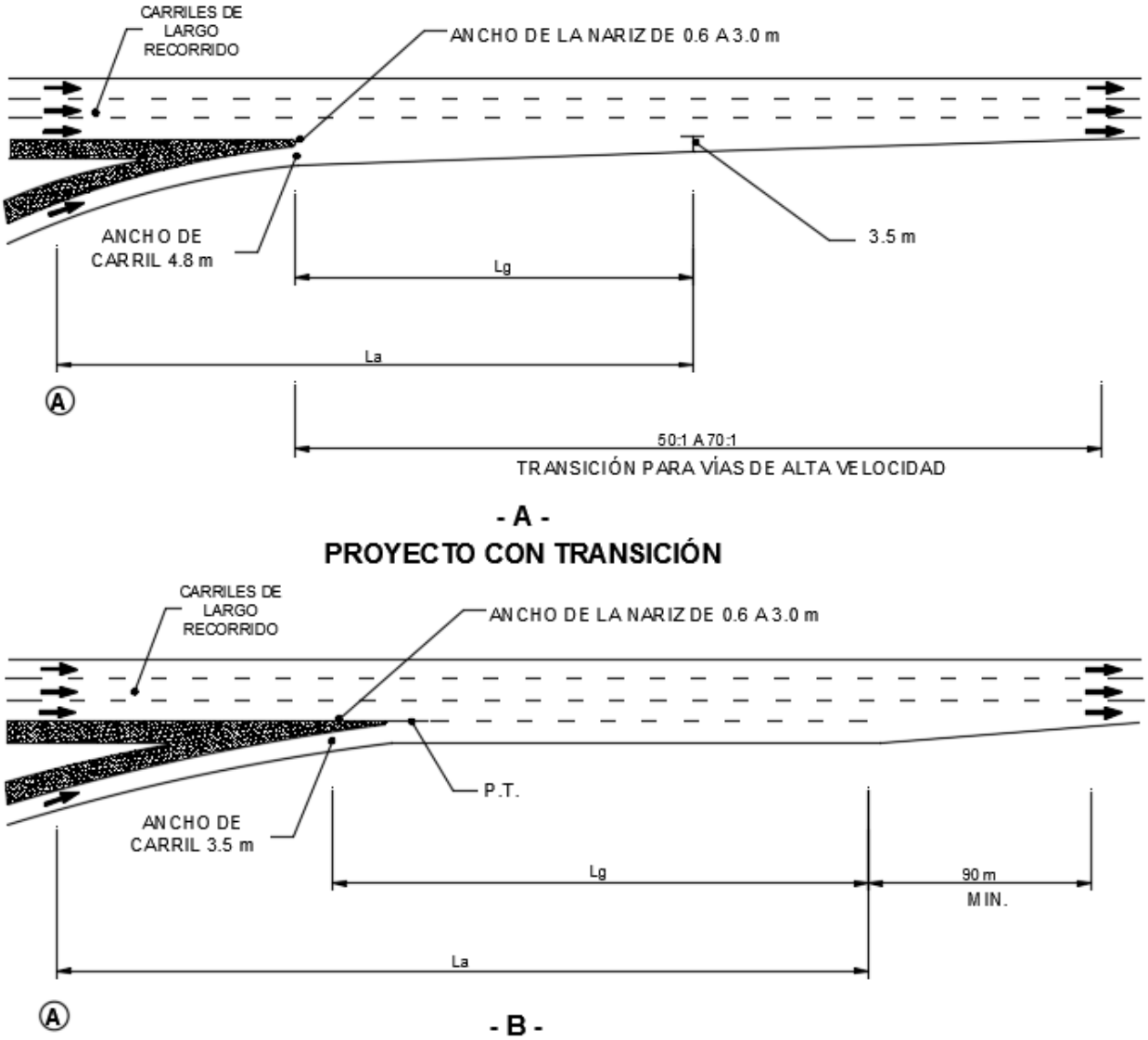


FIGURA IX.7. Rampas típicas de entrada de un solo carril

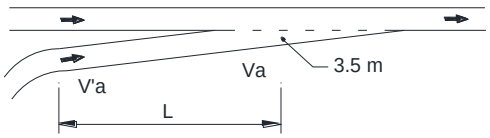
Notas:

5. L_a es la longitud requerida de aceleración como se muestra en la Tabla IX.6 y IX.7.
6. El punto Ⓐ controla la velocidad en la rampa. L_a no empezará atrás de la curvatura de la rampa a menos que el radio sea igual o mayor de 300 m.
7. L_g es la longitud del intervalo o espacio aceptable. L_g será como mínimo de 90 m a 150 m dependiendo de la anchura de la nariz.
8. El valor de L_a ó L_g cualquiera que produzca la mayor distancia corriente abajo, desde donde la anchura de la nariz es igual a 0.6 m, se sugiere para usarse en el proyecto de la entrada de la rampa.

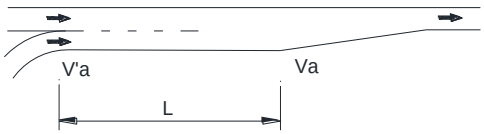
TABLA IX.6. Longitudes mínimas de aceleración para extremos de entradas con pendientes del 2% o menores, tipo transición directa y tipo paralelo

Velocidad de Proyecto, V (km/h)	Velocidad de Operación, Va (km/h)	Longitud de Aceleración, L (m) para Velocidad de Proyecto de Curvas de Entrada (km/h)							
		Condición de parada	20	30	40	50	60	70	80
		y Velocidad Inicial V'a (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	37	60	50	30	-	-	-	-	-
60	45	95	80	65	45	-	-	-	-
70	53	150	130	110	90	65	-	-	-
80	60	200	180	165	145	115	65	-	-
90	67	260	245	225	205	175	125	35	-
100	74	345	325	305	285	255	205	110	40
110	81	430	410	390	370	340	290	200	125

Nota: Se recomiendan transiciones de 50:1 a 70:1 donde las longitudes de aceleración excedan 400 m.



TIPO TRANSICIÓN



TIPO PARALELO

TABLA IX.7. Factores de ajuste para los carriles de cambio de velocidad en función de la pendiente

Velocidad de Proyecto de la Carretera (km/h)	**Carriles de Deceleración** Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud a Nivel para la Velocidad de Proyecto de la Curva de la Rampa[a] (km/h)					
Todas las Velocidades	Ascendente de 3 a 4 % 0,9			Descendente de 3 a 4 % 1,2		
	Ascendente de 5 a 6 % 0,8			Descendente de 5 a 6 % 1,35		
Velocidad de Proyecto de la Carretera (km/h)	**Carriles de Aceleración** Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud a Nivel para la Velocidad de Proyecto de la Curva de la Rampa[a] (km/h)					
	40	50	60	70	80	Todas las Velocidades
	Ascendentes de 3 a 4 %					Descendente de 3 a 4 %
60	1,3	1,4	1,4	-	-	0,70
70	1,3	1,4	1,4	1,5	-	0,65
80	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0,65
90	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0,60
100	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,60
110	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,60
	Ascendentes de 5 a 6 %					Descendente de 5 a 6 %
60	1,5	1,5	-	-	-	0,60
70	1,5	1,6	1,7	-	-	0,60
80	1,5	1,7	1,9	1,8	-	0,55
90	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	0,55
100	1,7	1,9	2,2	2,4	2,5	0,50
110	2,0	2,2	2,6	2,8	3,0	0,50

[a] La relación de esta Tabla multiplicada por la longitud en la Tabla F.6 y F.7, da la longitud del carril de cambio de velocidad en función de la pendiente.

F.9.3.2. Rampas de salida

a) Tipo Transición Directa.-

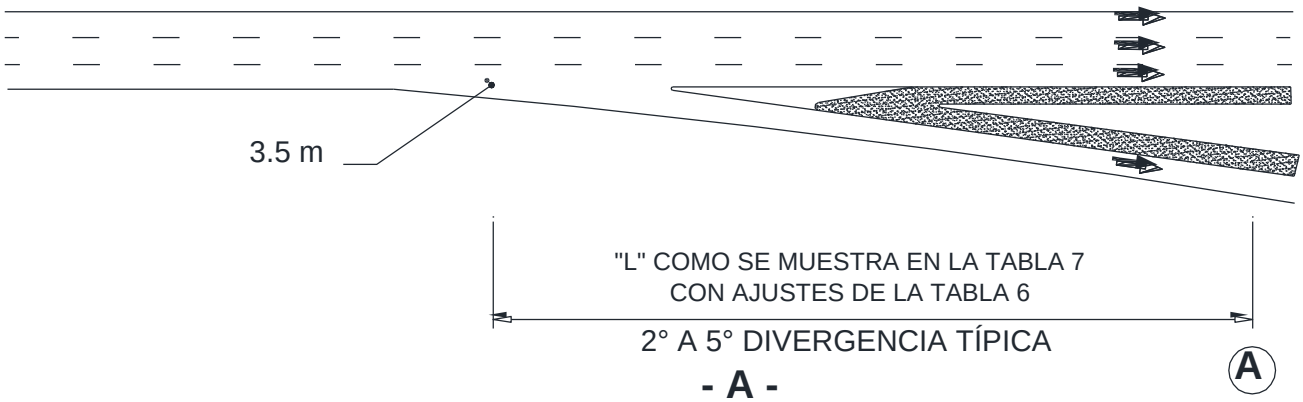
El carril tipo transición directa, se ajusta bien a las trayectorias que la mayoría de los conductores prefieren al área de divergencia. El extremo inicial del carril de deceleración de la salida, empieza con una transición del alineamiento de la orilla exterior de la carretera principal y opera adecuadamente con altos volúmenes de tránsito. El ángulo de divergencia varía usualmente entre 2° y 5°. Figura IX.34-A.

Las longitudes mínimas de deceleración, para varias combinaciones de proyecto de la carretera y de la rampa, se dan en la Tabla IX.8

IX.7. Los ajustes por pendiente se indican en la Tabla IX.7.

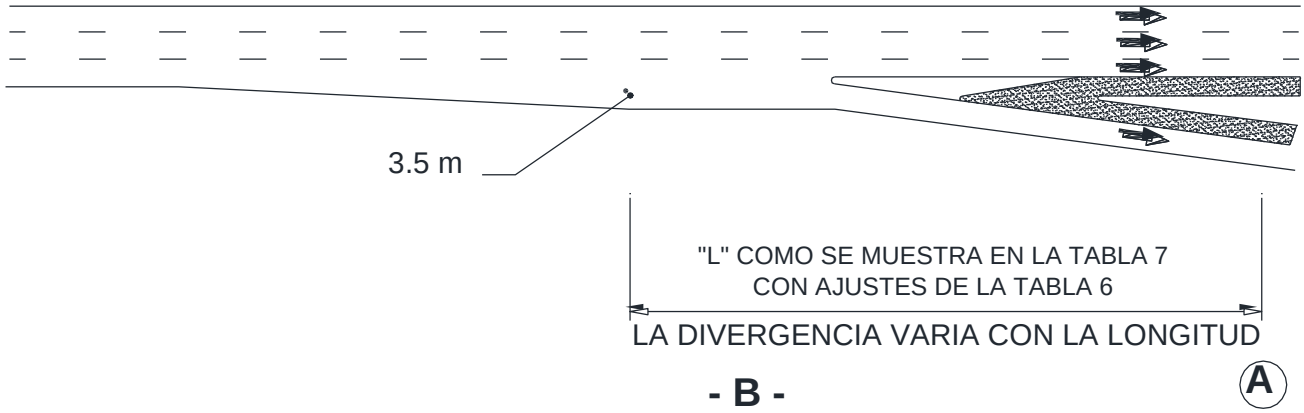
b) Tipo paralelo.-

El extremo de una rampa con un carril auxiliar del tipo paralelo, usualmente inicia con una transición, seguida por una longitud en que se aloja el carril auxiliar completo y se muestra en la Figura IX.34-B. Las longitudes mínimas se dan en la Tabla IX.8. y los ajustes por pendiente en la Tabla F.6.



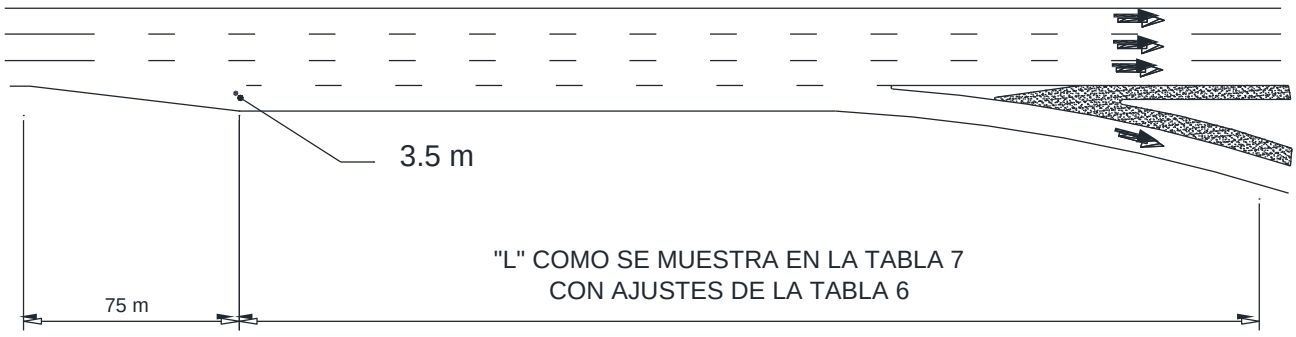
- A -

PROYECTO CON TRANSICIÓN - TANGENTE



- B -

PROYECTO CON TRANSICIÓN - CURVA



- C -

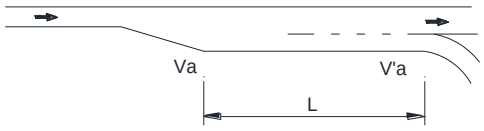
PROYECTO CON PARALELO

A PUNTO DE CONTRO DE VELOCIDAD EN LA RAMPA

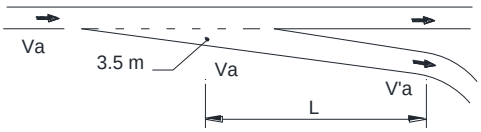
FIGURA IX.34. Rampas de salida de un solo carril

TABLA IX.8. Longitudes mínimas de deceleración para salidas con pendientes del 2% o menores, tipo paralelo y de transición

Velocidad de Proyecto, V (km/h)	Velocidad de Operación, Va (km/h)	Velocidad de Proyecto en las Curvas de Salida, V' (km/h)							
		Condición de parada	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidad de Operación en las Curvas de Salida, V'a (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
		Longitud de Desaceleración, L (m)							
50	47	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	63	110	105	95	85	70	55	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	55	-
90	77	145	140	135	120	110	100	75	60
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	91	180	180	170	160	150	140	120	105



TIPO PARALELO



TIPO TRANSICIÓN

F.9.3.3. Rampas en curva

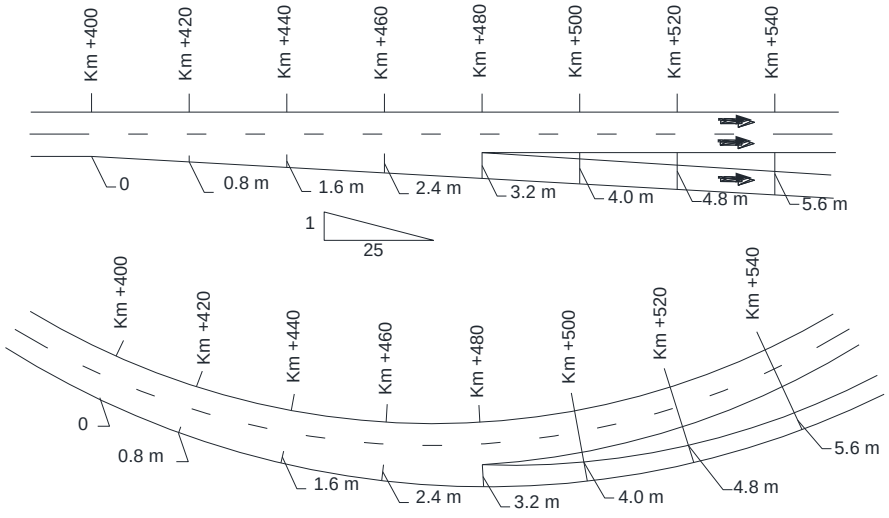
La Figura IX.35ilustra el método para desarrollar el alineamiento de carriles de cambio de velocidad con transición en curvas.

Cuando en carreteras principales los extremos de las rampas se encuentran sobre curvas relativamente cerradas, los carriles de cambio de velocidad del tipo paralelo, tienen cierta ventaja sobre los del tipo transición directa. En las salidas es menos probable que un carril paralelo confunda a los conductores que van de paso; en las entradas, estos carriles propician operaciones de convergencia más suaves. En la Figura IX.36, se muestran diagramáticamente algunos carriles del tipo paralelo en extremos de rampas sobre curvas.

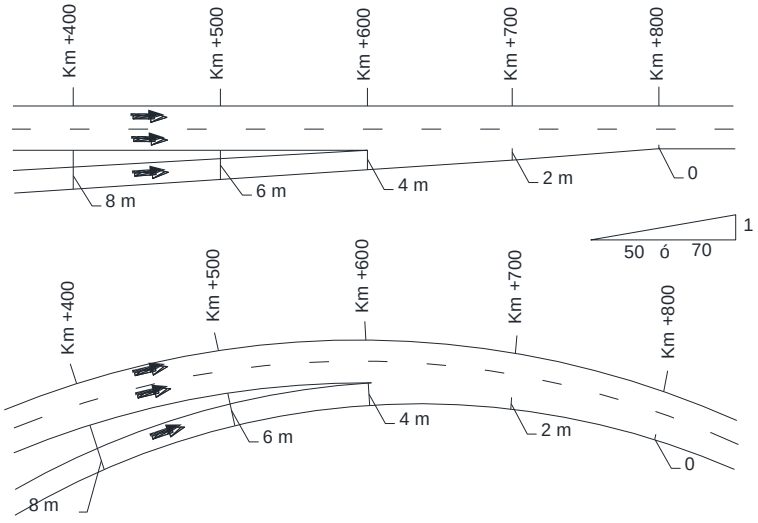
Las maniobras de entrada localizadas en tramos sobre curvas, son generalmente más problemáticas que las salidas. Las Figuras IX.36-A y IX.36-B muestran entradas ubicadas en donde la curvatura de la carretera es hacia la izquierda y hacia la derecha, respectivamente. Es importante que la curva, al aproximarse a la rampa, tenga un radio más largo al unirse con el carril de aceleración. La transición del carril de aceleración será larga, de preferencia de 90 m. Cuando se presenta un alineamiento inverso entre la rampa y el carril de cambio de velocidad, se introducirá una tangente para ayudar a la sobreelevación de la transición. Las salidas pueden ser particularmente problemáticas cuando la curvatura de la carretera es hacia la izquierda, debido a que el tránsito del carril exterior tiene tendencia a entrar en la rampa.

Se evitarán las salidas en carreteras con curvatura hacia la izquierda. Es necesario tener cuidado con la posición de la transición del carril de deceleración en el exterior de la curva. El diseño proporcionará un quiebre pronunciado en el lado derecho de la calzada que sirva como guía a los conductores que van a seguir de frente, evitando que entren inadvertidamente a la rampa. Para que el carril de deceleración sea más aparente a los conductores la transición será más corta, de preferencia no mayor de 30 m. Figura IX.36-C.

Con la curvatura del camino hacia la derecha y la salida ubicada del lado derecho, Figura IX.36-D, existe también una tendencia de los vehículos a salir inadvertidamente de la carretera. En este caso, la transición será corta, con el fin de proporcionar un punto que sirva de referencia a los conductores donde se inicia el carril de deceleración.



SALIDAS



ENTRADAS

FIGURA IX.35. Esquema de extremos de rampas del tipo transición sobre curvas

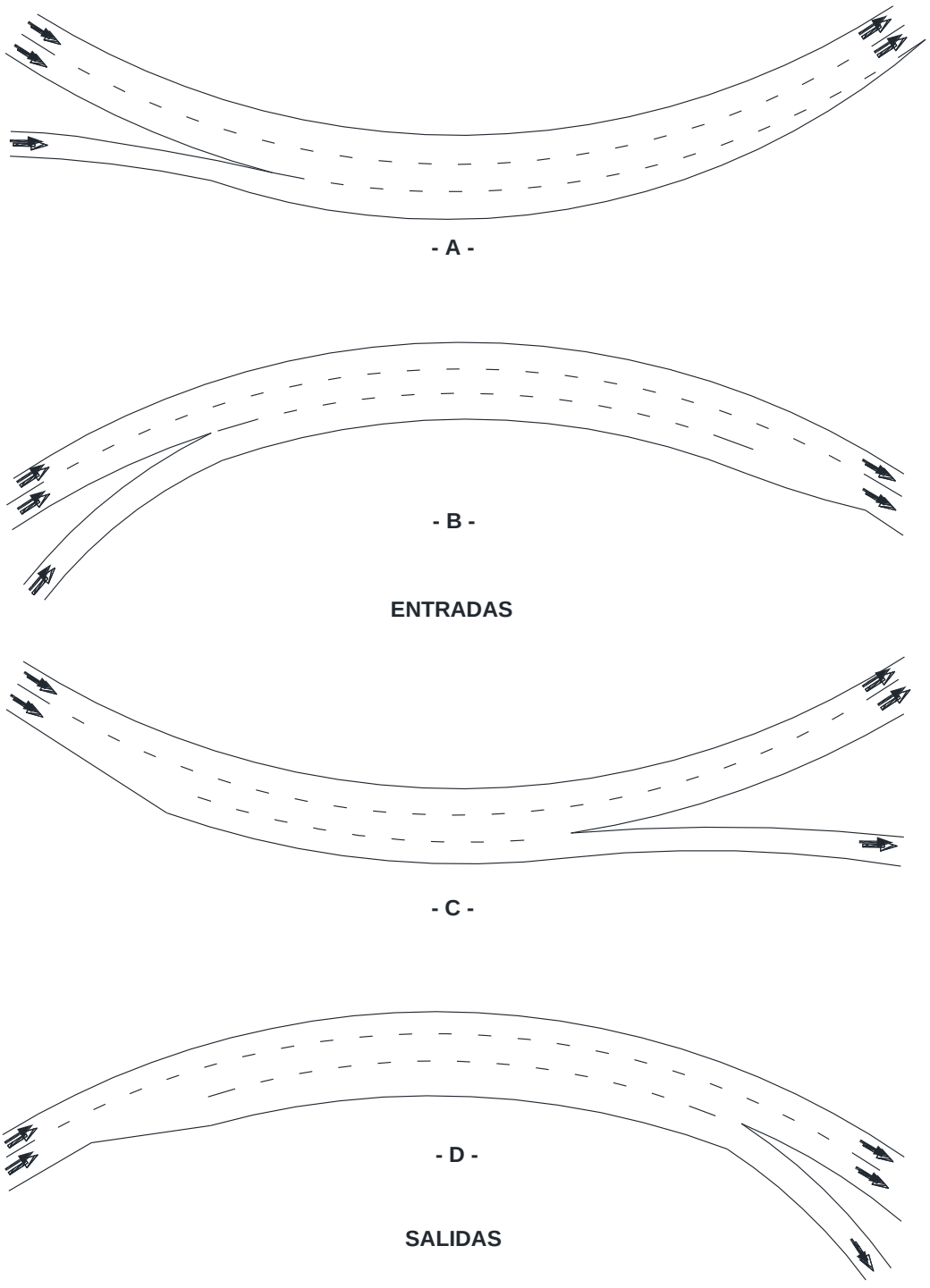


FIGURA IX.36. Extremos de rampas de tipo paralelo sobre curvas

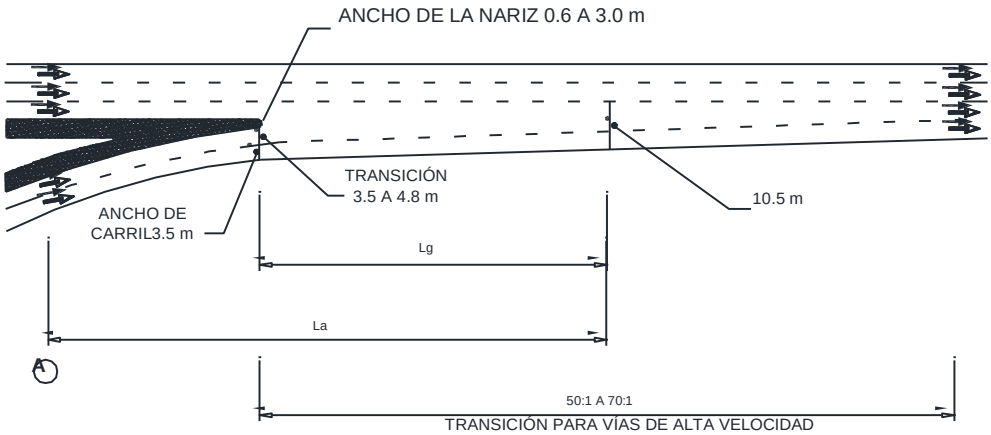
F.9.4. Rampas de carriles múltiples

Se requieren rampas de carriles múltiples en donde el tránsito es demasiado grande para que un solo carril pueda operar adecuadamente. Otra consideración para proyectar rampas de este tipo, es la continuidad de la ruta, el entrecruzamiento, el balance de carriles y la flexibilidad del proyecto.

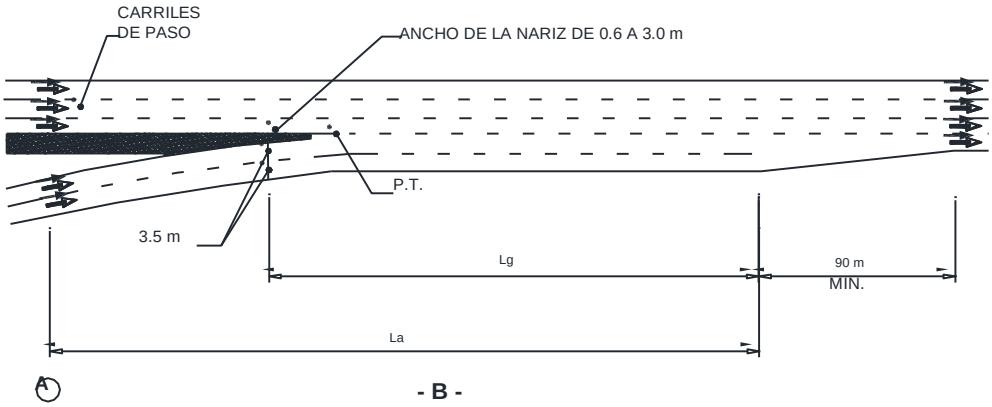
F.9.4.1. Entradas de dos carriles

Las rampas de entradas de dos carriles se justifican por requerimientos de capacidad.

La Figura IX.37 ilustra el extremo de una rampa de dos carriles, donde la carretera principal tiene poco o ningún efecto en el proyecto; también muestra el extremo de rampas de dos carriles en donde se ha agregado un carril a la carretera principal. En la Figura IX.37-A se observa una entrada de tipo transición y en la Figura IX.36-B, una de tipo paralelo. No se recomienda mezclar ambas soluciones a lo largo de una ruta. La Tabla IX.7 indica las distancias de aceleración en rampas de entrada, considerando los espacios mínimos aceptables en la corriente de tránsito. En pendientes, se ajustarán dichas longitudes acorde a lo indicado en la Tabla F.6.



- A -
PROYECTO CON TRANSICIÓN



- B -
PROYECTO PARALELO

FIGURA IX.37. Rampas típicas de entrada de dos carriles

Notas:

5. L_a es la longitud requerida de aceleración como se muestra en la Tabla F.6 y F.7.
6. El punto Ⓐ controla la velocidad en la rampa. L_a no empezará atrás de la curvatura de la rampa a menos que el radio sea igual o mayor de 300 m.

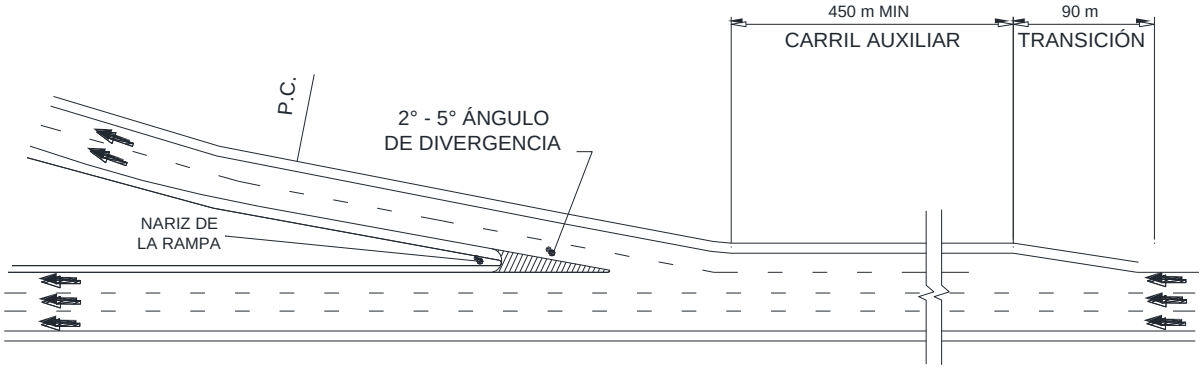
7. L_g es la longitud del intervalo o espacio aceptable. L_g será como mínimo de 90 m a 150 m dependiendo de la anchura de la nariz.
8. El valor de L_a ó L_g cualquiera que produzca la mayor distancia corriente abajo, desde donde la anchura de la nariz es igual a 0.6 m, se sugiere para usarse en el proyecto de la entrada de la rampa.

F.9.4.2. Salidas de dos carriles

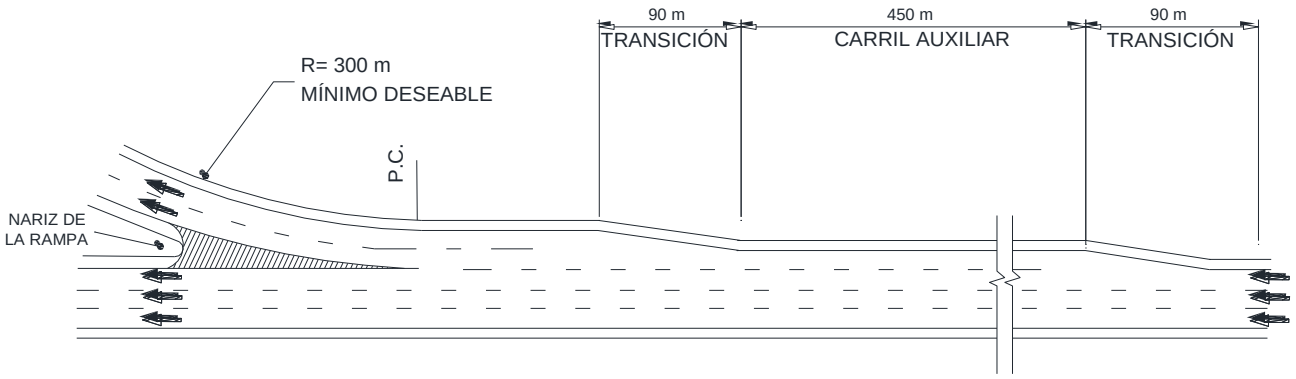
Cuando el tránsito que sale de una carretera principal, excede la capacidad de un carril sencillo en el extremo de la rampa, es necesario proporcionar un carril adicional a ésta.

Para satisfacer los requerimientos de balance de carriles y no reducir el número básico de carriles de la vía principal, es conveniente agregar adelante de la salida, un carril auxiliar con longitud de 450 m aproximadamente para aprovechar la capacidad de la salida. En la Figura IX.38 se muestran dos diseños típicos de extremos de rampas de entrada de dos carriles. El tipo transición se muestra en la Figura IX.38 -A, y el tipo paralelo en la Figura IX.38 -B.

FIGURA IX.38. Extremos de rampas de salida de dos carriles



- A -
TIPO CON TRANSICIÓN



- B -
TIPO PARALELO

F.9.4.3. Extremos de rampas de dos carriles en curva

El proyecto de extremos de rampas, ubicadas en la curva de una carretera principal, se maneja con los mismos principios de diseño que en el caso de extremos de rampas de un carril.

F.9.5. Bifurcaciones principales.

Bifurcación principal se define como la zona donde termina una carretera importante, dividiéndose en dos rampas direccionales de carriles múltiples que se conectan más adelante con otra carretera de iguales características.

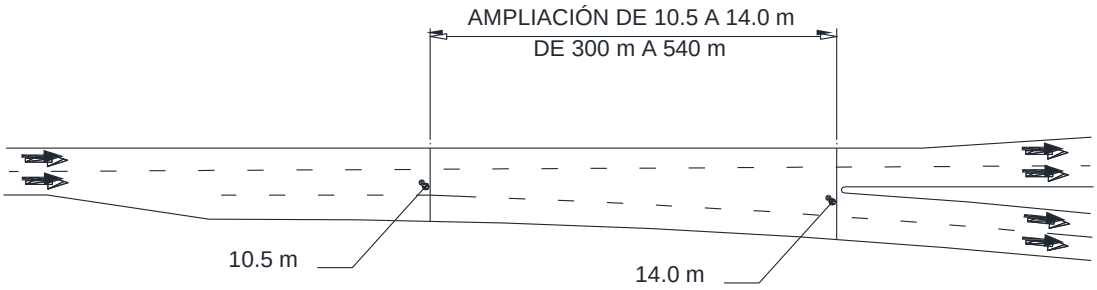
El proyecto de bifurcaciones principales está sujeto a los mismos principios de balance de carriles que se aplican en cualquier otra zona de divergencia. El número total de carriles de los dos caminos que se bifurcan, más allá de la divergencia, excederá al número de carriles que se aproxima a esa área, menos uno.

La nariz de la bifurcación se colocará alineándola directamente con el eje central de uno de los carriles interiores, como se ilustra en las Figuras IX.39 -A, IX.39 -B y IX.39 -C, donde se aprecia que los alineamientos de los caminos que se separan están sobre una curva. Este carril interior se prolonga con su anchura total a la derecha e izquierda del área de recuperación; su anchura será por lo menos de 7.00 m en la nariz y de preferencia no mayor de 8.20 m. La longitud en que tiene lugar la ampliación para pasar de 3.50 m a 7.00 m, variará en el rango de 300 m a 540 m.

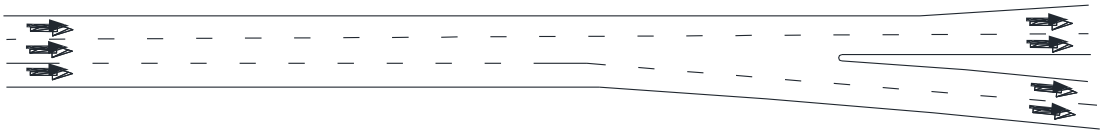
En algunos casos, la demanda de tránsito puede hacer necesario que el número de carriles, más allá del área de convergencia, tenga que ser igual al número de carriles de los dos caminos que se aproximan. La Figura F.14-A muestra un diseño como el descrito anteriormente, cuya geometría no significa ningún problema operacional.

Si los volúmenes de tránsito por carril son casi iguales, es apropiado terminar el carril del lado derecho como se muestra en la Figura F.14-B. En cualquier caso, es más importante la consistencia en el sistema que el volumen de tránsito por carril, ya que este último puede modificarse en el proyecto específico. El carril que termina se llevará con su anchura total en una distancia de 300 m aproximadamente antes de hacer la transición.

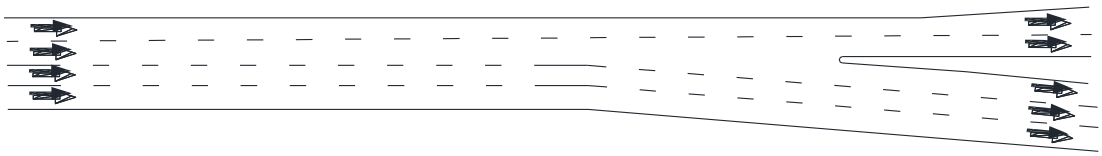
Otra consideración es la posibilidad de una convergencia que opera a alta velocidad, como se muestra en la Figura F.14-C. Esta convergencia, será en forma semejante a los casos de un carril del lado derecho.



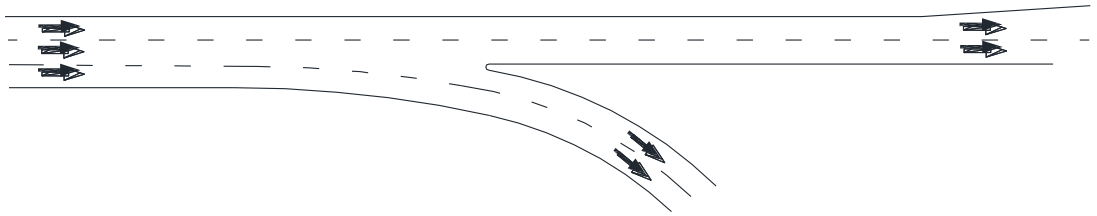
- A -



- B -



- C -



- D -

FIGURA IX.39. Bifurcaciones principales

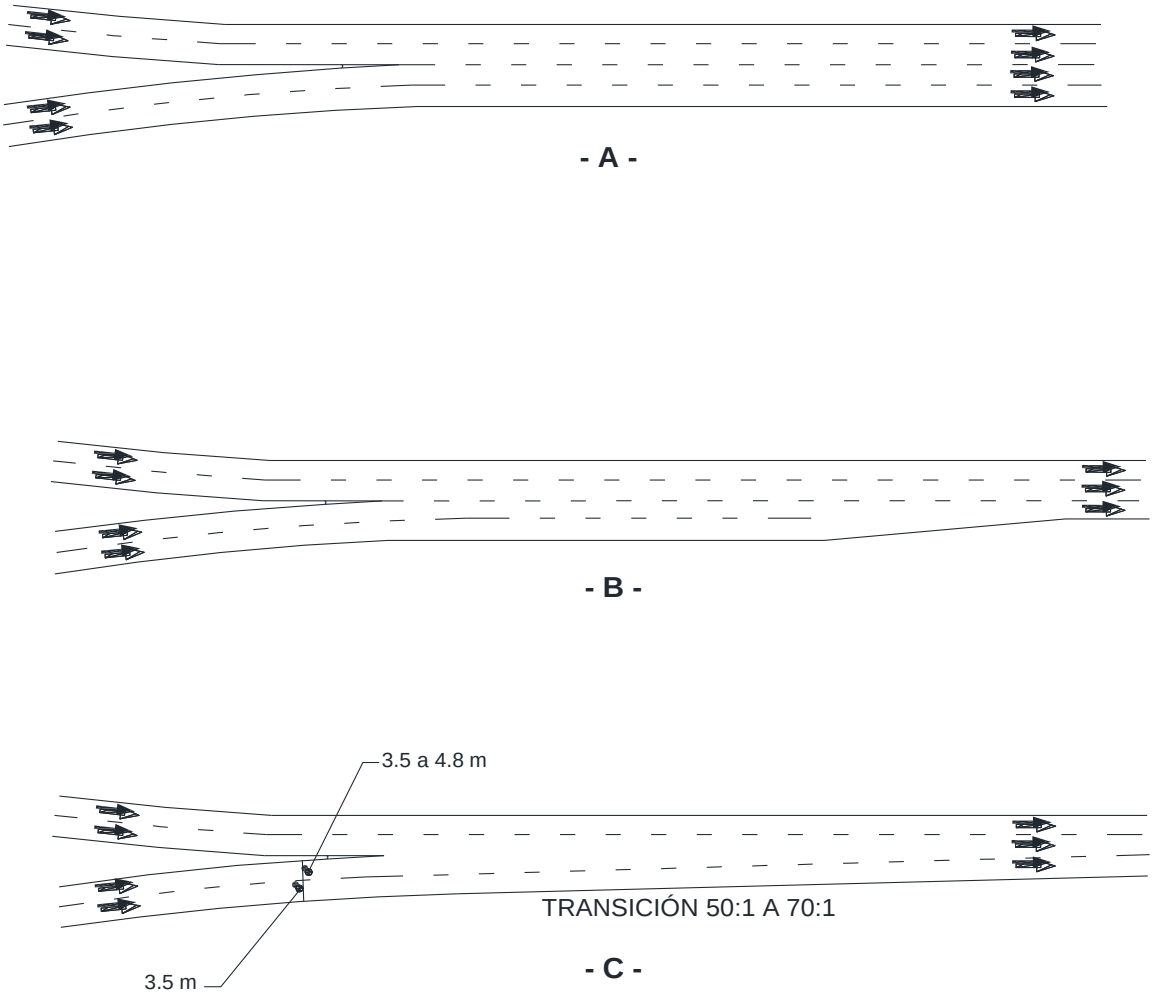


FIGURA IX.40. Conexiones de ramas de una carretera federal

F.9.6. Espacios libres verticales y horizontales en pasos a desnivel

F.9.6.1. Vehiculares

F.9.6.1.1. Pasos inferiores

El tipo de estructura se determina por las necesidades de carga, de cimentación y del lugar en particular.

Es conveniente que la sección transversal completa de la carretera, incluyendo la faja separadora central, la calzada, los acotamientos y las zonas laterales libres, sea continua a través de la estructura, sin cambio.

Claros Laterales

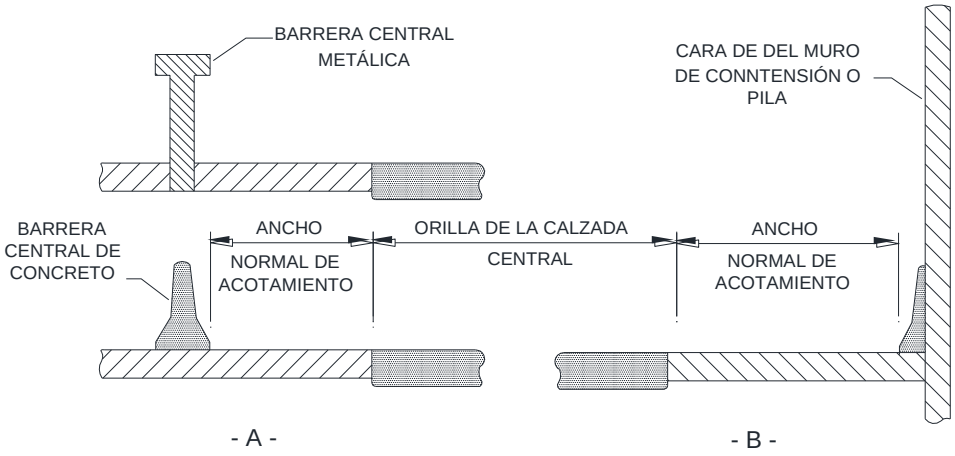
La Figura IX.41 muestra, en carreteras no divididas, los claros laterales libres mínimos a partir del borde de la calzada a la cara de la barrera de protección, que deberán ser los anchos normales del acotamiento.

En carreteras divididas, los claros libres en el lado izquierdo de cada cuerpo, se rigen generalmente por la anchura de la faja separadora central; un ancho mínimo de faja separadora central puede ser de 3.0 m y se utiliza en caminos de cuatro carriles para proporcionar acotamientos de 1.2 m y una barrera central rígida.

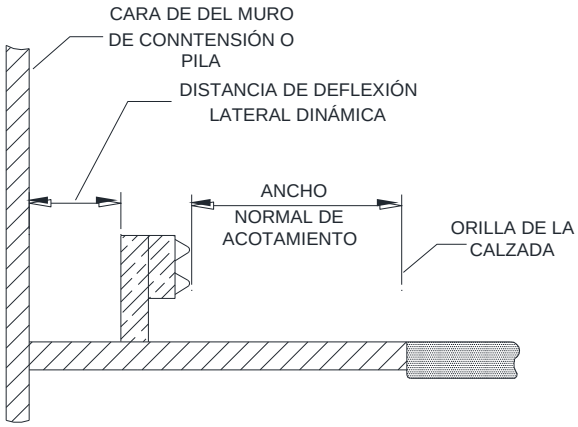
El ancho mínimo de la faja separadora central debe ser de 6.6 m, con barrera central

rígida para un camino con seis o más carriles y proporcionar acotamientos de 3.0 m. La Figura IX.41-A presenta los claros laterales mínimos a una barrera central continua, ya sea de concreto o metálica, para un paso inferior, donde no hay apoyo central. Las mismas dimensiones de claro son aplicables a un muro continuo a la izquierda. Cuando se utilice una barrera central de concreto, su base debe estar alineada con respecto al acotamiento izquierdo, como se muestra en la Figura IX.41-A

La Figura IX.41-B indica el claro lateral mínimo en el lado derecho del camino, tal como es aplicable a una sección continua de muro o pared. Una barrera de concreto es construida íntegramente con el muro. Por esta situación, el claro mínimo lateral derecho es medido a la base de la barrera, que será el ancho del acotamiento del camino.



MURO O BARRERA CONTINUA



- C -

CON BARRERAS METÁLICAS DERECHA O IZQUIERDA

FIGURA IX.41. Distancias laterales en pasos inferiores

En carreteras de alta velocidad el acotamiento debe estar al ras de la calzada y el uso de bordillos continuos se limita a situaciones especiales, tales como sistemas de drenaje en la parte exterior de los acotamientos. Dichos bordillos se continúan a través del paso inferior. En donde existan banquetas, la sección completa de acotamiento se continúa a través del paso inferior y el claro se aumenta en lo correspondiente al ancho de la banqueta. Cuando se necesite un bordillo a lo largo de estribos o muros sólidos se puede utilizar una barrera de concreto.

En condiciones sin zonas laterales libres en estribos, pilas y columnas, se usan dispositivos adecuados de protección, a menos que no puedan ser alcanzados por vehículos fuera de control. Usualmente no se necesitan dispositivos de protección a lo largo de secciones continuas con muros o paredes.

Las barreras metálicas protectoras, instaladas a lo largo de las pilas o estribos expuestos, tendrán una distancia lateral libre adecuada de acuerdo con la desviación dinámica del tipo de barrera en particular. La barrera puede no amortiguar y desviar un vehículo fuera de control, a menos que haya suficiente espacio lateral libre, en relación con el apoyo del puente. La Figura IX.41-C muestra los límites de la distancia lateral libre de deflexión dinámica, entre el apoyo del puente y la parte posterior de la barrera.

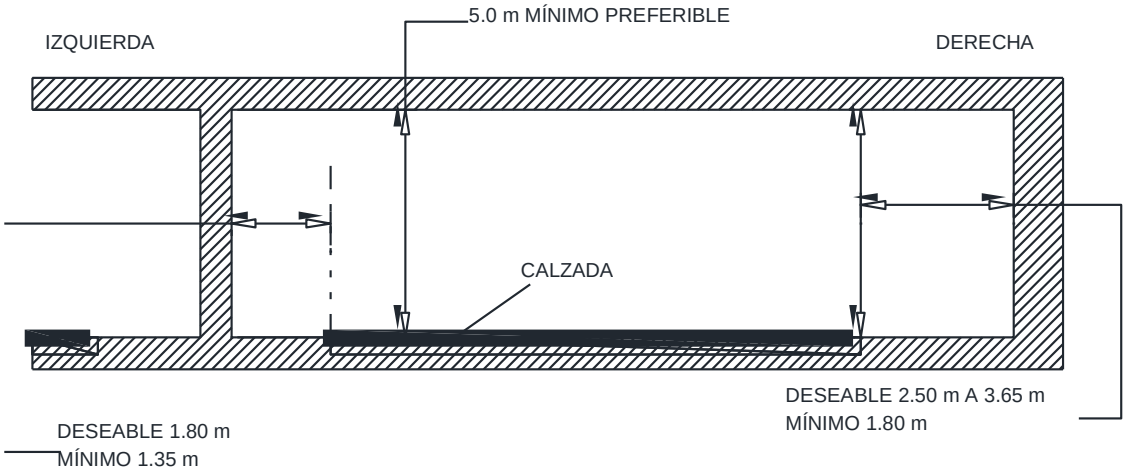
Las barreras colocadas al ras de estribos, pilas y barandales de puentes, son rigidizadas al inicio con el fin de evitar el enganche de vehículos sin control. Esto puede lograrse mediante la reducción del espaciamiento entre postes, el incremento del hincado de los postes, el aumento de la sección de la barrera, y/o con la transición a una barrera más rígida (por ejemplo, de metálica a concreto). La barrera metálica se fija con seguridad suficiente para desarrollar toda su resistencia longitudinal.

Donde las características de diseño estructural y el costo, hagan necesario reducir los claros horizontales a través de un paso inferior, el cambio del ancho lateral se llevará a cabo a través de transiciones en la sección transversal del camino de acceso y no en forma abrupta en la estructura. Tales transiciones de ancho deben tener una relación de 50:1 o más (longitudinal: lateral).

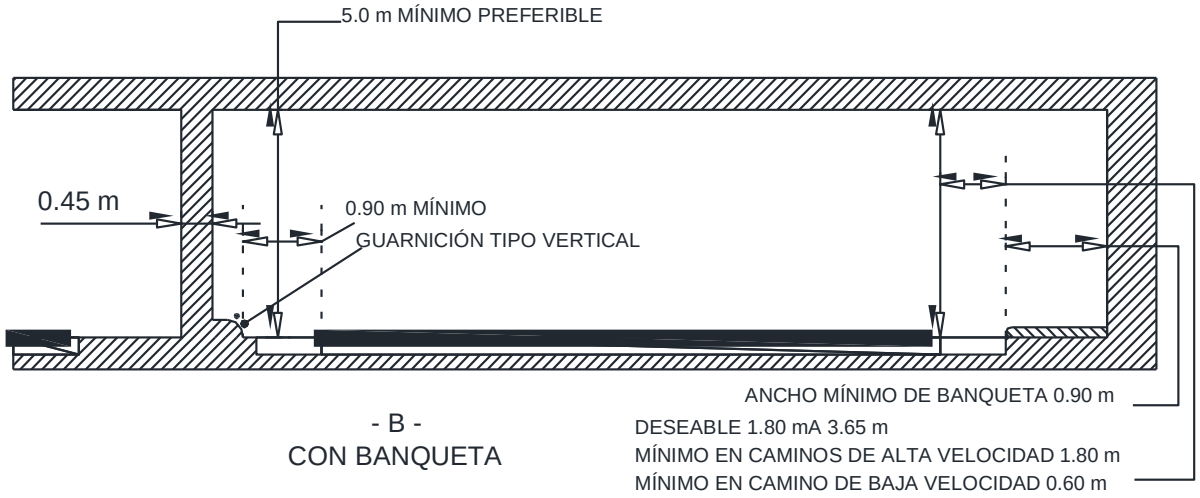
Gálibo Vertical

El gálibo vertical mínimo recomendado es de 5.0 m y preferible de 5.5 m, para compensar la colocación de varios re encarpetados, la acumulación de nieve o de hielo, y camiones sobrecargados ocasionales con ligera sobre altura. El gálibo mínimo se suministra en todos los puentes del camino.

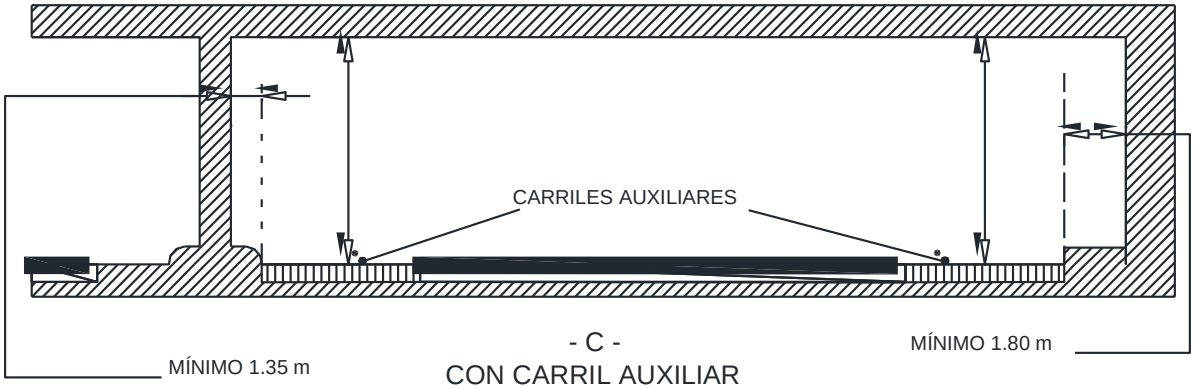
En la Figura IX.42 se ilustran los espacios libres laterales y verticales para pasos inferiores.



- A -
CON ACOTAMIENTO



- B -
CON BANQUETA



- C -
CON CARRIL AUXILIAR

FIGURA IX.42. Espacios libres laterales y verticales para pasos inferiores.

F.9.6.1.2. Pasos superiores

El diseño de un paso superior, es el mismo que el del camino en general. El puente es una parte pequeña del camino continuo y se diseña sin cambio en las dimensiones de la sección transversal.

Los cruces elevados, por lo general, son estructuras de tipo cubierta, sus principales características dimensionales son: el sistema de parapeto metálico, los claros laterales y el tratamiento de la faja separadora central (de ser el caso).

- Parapeto del Puente

El parapeto típico de puente puede ser de metal o de concreto, con los postes estructurales adecuados. El parapeto del puente se diseña bajo las condiciones de impacto del vehículo de proyecto, para que se re-direccione de forma segura, sin penetración o salto por encima del mismo. El parapeto no debe formar bolsas o enganchar al vehículo, causando una deceleración brusca o trompo y que el vehículo se vuelque.

La mayoría de parapetos son de diseño rígido, que no presentan puntos de deformación plástica con características de absorción de energía para reducir la severidad del impacto vehicular.

Si hay necesidad de ofrecer una banqueta peatonal y/o ciclo pista en el paso superior del camino, se instalará en el puente una barrera metálica, entre la banqueta peatonal y el camino, de altura adecuada, además de una malla metálica en el borde exterior de la banqueta.

Los parapetos de puente instalados en el interior de curvas horizontales, restringen la distancia de visibilidad de parada, por lo que se requieren ajustes del alineamiento horizontal o el desplazamiento del parapeto.

En una estructura de paso superior se recomienda continuar todo el ancho del camino de acceso a través de todas las estructuras. El parapeto, tanto izquierdo como derecho, se alinea con la barrera metálica de protección del camino de acceso.

En la Figura IX.43, se muestran los espacios libres laterales en pasos superiores. En donde se instale la barrera longitudinal, la transición del acotamiento será de 20:1.

En algunas intersecciones a desnivel, se requiere un ancho adicional para carriles de cambio de velocidad o para secciones de entrecruzamiento a través de las estructuras del paso superior.

Donde el carril auxiliar es un carril de entrecruzamiento conectando rampas de entrada y salida, o es un carril de cambio de velocidad de tipo paralelo a través de toda la estructura, el claro horizontal al parapeto del puente será al igual al ancho del acotamiento de la rampa de acceso.

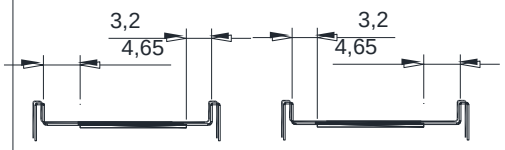
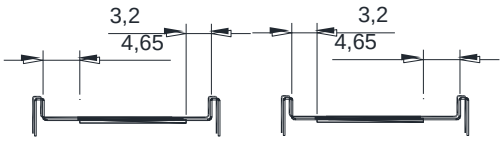
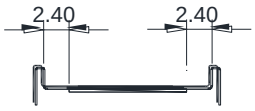
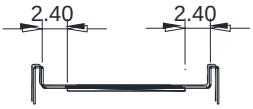
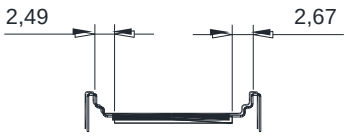
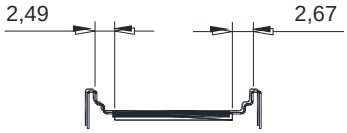
TIPO DE CARRETERA	ANCHO DE LA ESTRUCTURA	
	MÍNIMO	DESEABLE
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON ESTRUCTURA SIMPLE		
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON DOBLE ESTRUCTURA		
CARRETERA PRINCIPAL DE DOBLE CARRIL		
CARRETERA SECUNDARIADE DOBLE CARRIL		
CARRETERA DE BAJO VOLUMEN		

FIGURA IX.43. Espacios libres laterales en pasos superiores

- Fajas Separadoras Centrales:

  En una carretera dividida con una faja separadora central ancha o en una carretera proyectada en etapas, el paso superior será construido como dos estructuras paralelas. El ancho de acceso de cada camino se continúa a través de cada estructura individual. En este caso, el ancho de la abertura entre las estructuras es irrelevante.

  Cuando el acceso es un camino de carriles múltiples no dividido o un camino con una faja separadora central pintada de menos de 1.2 m de ancho, se considera innecesaria una faja separadora central elevada en los puentes cortos de aproximadamente 30 m de longitud.

En los puentes entre 30 m y 120 m de longitud, las condiciones locales, tales como: el volumen de tránsito, la velocidad, distancia de visibilidad, la necesidad de soportes de luminarias, mejoras futuras, la sección transversal de acceso, el número de carriles, y si el camino va a ser dividido; determinan si se justifican las fajas separadoras centrales elevadas.

En caminos con fajas separadoras centrales de ancho moderado o escaso en los accesos del puente, el tipo de barrera central que se utiliza en el puente, será del mismo ancho que la faja separadora central del camino de acceso.

- Distancia Longitudinal Adecuada para Lograr el Desnivel:

  La distancia longitudinal adecuada para lograr el desnivel, depende de la velocidad de proyecto, la pendiente longitudinal del camino y la cantidad de elevación o depresión.

  La Figura IX.44, muestra en la gráfica, las distancias horizontales requeridas en terreno plano o en lomerío, con ajustes en la longitud de las curvas verticales terminales; para pendientes longitudinales de 2 a 7 % y velocidades de proyecto (Vo) de 50 km/h a 110 km/h. Las velocidades de 80 km/h a 110 km/h son aplicables a autopistas, y de 50 a 60 km/h se utilizan para arterias principales.

  La misma pendiente longitudinal de acceso será a cada lado de la estructura. Sin embargo, los valores de distancia mínima (D), de la Figura IX.44, son también aplicables a combinaciones de pendientes longitudinales diferentes. La distancia (D) es igual a la longitud de la curva vertical inicial, más la mitad de la curva vertical central, más la longitud de la tangente entre las curvas.

  Las longitudes de las curvas verticales, tanto en columpio como en cresta, son valores mínimos basados en la distancia de visibilidad de parada mínima, por lo que, preferentemente se podrían proyectar curvas de mayor longitud. La longitud (D) se aplica igualmente a un paso superior que a un inferior, a pesar del hecho de que la curva vertical central en cresta, es más larga que la curva vertical central en columpio, para valores comparables de altura (H) y pendiente (P).

- Ciertas características y relaciones en las Figuras IX.44 y IX.44[1], son dignas de mención:

  Para la elevación o depresión del perfil, con una separación a desnivel (H, de 7.5 m, o menos), no pueden ser utilizadas pendientes longitudinales máximas a:

  - ✓ 3% para una velocidad de diseño de 110 km/h,
  - ✓ 4 % para 100 km/h,
  - ✓ 5 % para 80 km/h y
  - ✓ 6 % para 60 km/h.

  Generalmente, se utilizan pendientes longitudinales menores a las antes citadas. En la Figura IX.44[1], el pequeño círculo indica el punto donde la tangente entre las curvas es 0, y por debajo de la pendiente dada, no es posible ya que se traslaparían.

  Para una H y una velocidad de proyecto dadas, la distancia D se acorta en una cantidad despreciable, mediante el incremento de la pendiente longitudinal por encima de 4%, para una velocidad de proyecto de 80 km/h y por encima de 5% para 60 y 50 km/h. La distancia D, varía en mayor medida, para H y P dados, con cambios en la velocidad de proyecto.

NOTA: "LA DISTANCIA VERTICAL LIBRE MÍNIMA DEBERÁ VERIFICARSE DEL TERRENO NATURAL HACIA ARRIBA O HACIA ABAJAO DE LA ESTRUCTURA, SEGÚN SEA CRUCE SUPERIOR O INFERIOR"

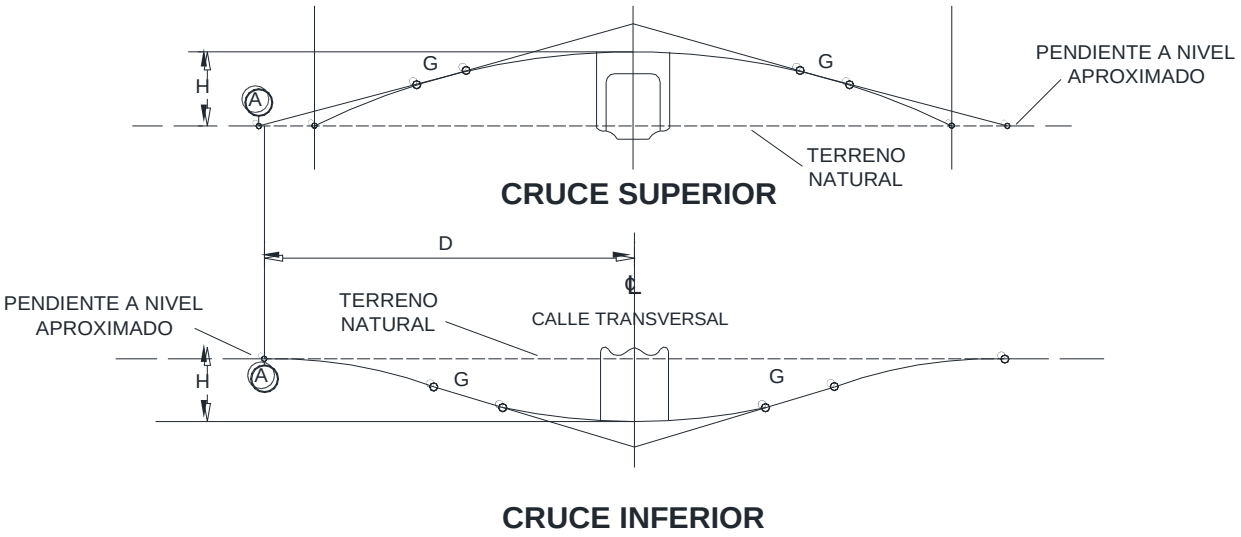


FIGURA IX.44. Terreno plano. distancia longitudinal necesaria para el diseño óptimo de una separación a desnivel

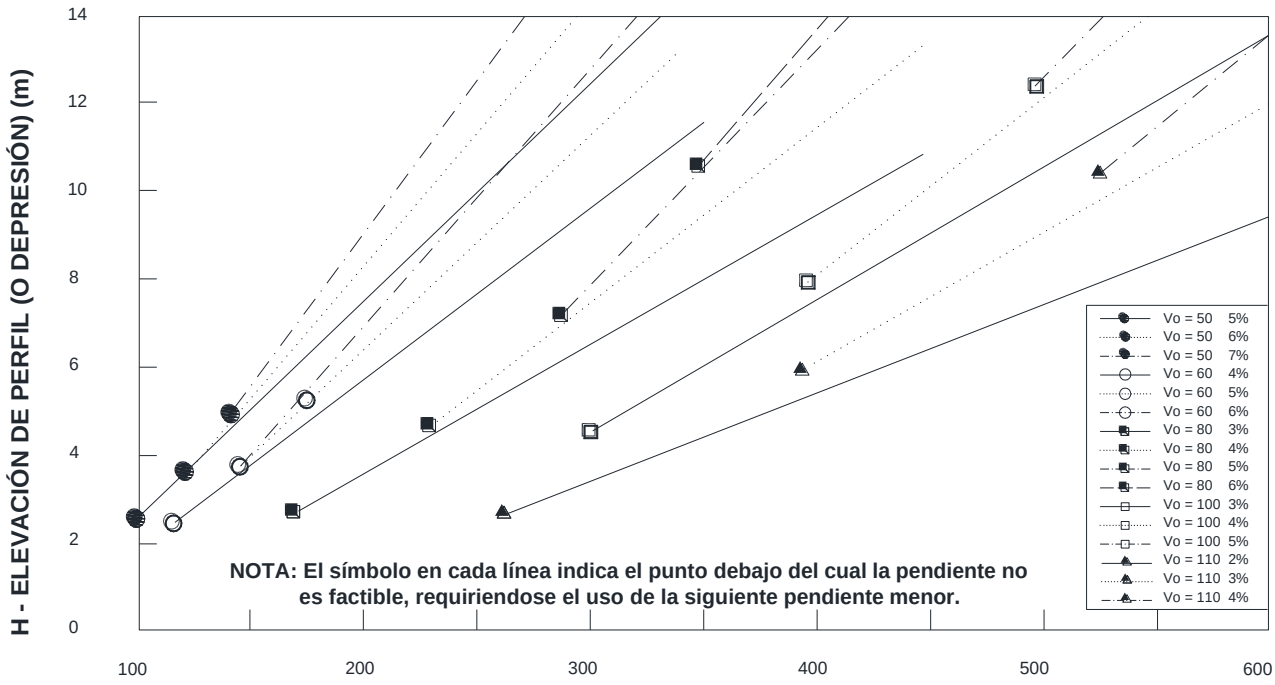


Figura F.44[1]. Distancia longitudinal necesaria para el diseño óptimo de una separación a desnivel

- Efecto de la distancia horizontal en un paso a desnivel

  Los parapetos de puente instalados en el interior de curvas horizontales, restringen la distancia de visibilidad de parada, por lo que son necesarios ajustes del alineamiento horizontal o el desplazamiento del parapeto del puente.

F.9.6.1.3. Pasos mínimos

En la Figura IX.45 se indican las dimensiones mínimas de un paso superior vehicular, el cual se utiliza cuando el camino secundario que pasa por abajo es de bajas especificaciones, permitiéndose en el paso un solo carril de circulación, con un ancho libre mínimo de 4.00 m. Estas dimensiones deben considerarse cuando se trate de proyectar pasos para maquinaria agrícola.

Para pasos vehiculares inferiores y tratándose de un camino secundario como el anterior, el ancho libre mínimo será 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, deberán tomarse en cuenta los criterios referentes a la carretera principal antes mencionada.

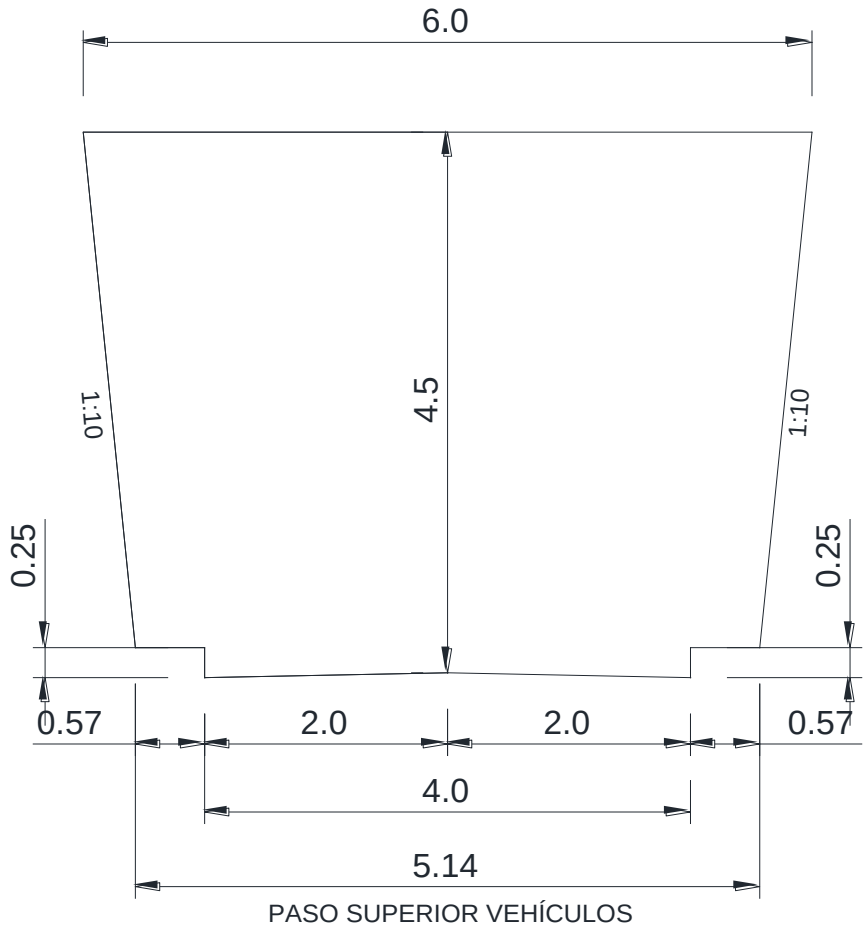


FIGURA IX.45. Espacios libres laterales y verticales

F.9.6.2. Peatonales y ganaderos

1) Pasos superiores. En la Figura IX.46, 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 se proyecta para carreteras de acceso controlado y caminos con altos volúmenes de tránsito y frecuentes cruces de peatones y ganado.

2) Pasos Inferiores. Cuando sea necesario un paso inferior para peatones y ganado, deberá proyectarse considerando un ancho libre que permita el paso de un vehículo (ver el inciso F.9.6.1.3.)

Existen caminos en los que es necesario proporcionar pasos a desnivel para peatones exclusivamente, éstos pueden ser superiores o inferiores, los cuales pueden llevar escaleras o rampas de acceso.

En la mayoría de los casos es preferible proyectar pasos para peatones que queden por arriba de la carretera. En los pasos superiores de la carretera, los peatones tienen que pasar por debajo de la misma a través de subterráneos que no invitan a su uso o infunden temor (por inseguridad) aunque estén iluminados.

En los pasos inferiores de la carretera, es necesario restringir el cruce a nivel de los peatones, con mallas de alambre, obligándolos así a usar la escalera. El ancho libre de los pasos peatonales depende de la ocupación de los mismos, pero un mínimo de 1.50 m permite que se camine cómodamente, incluso portando bultos.

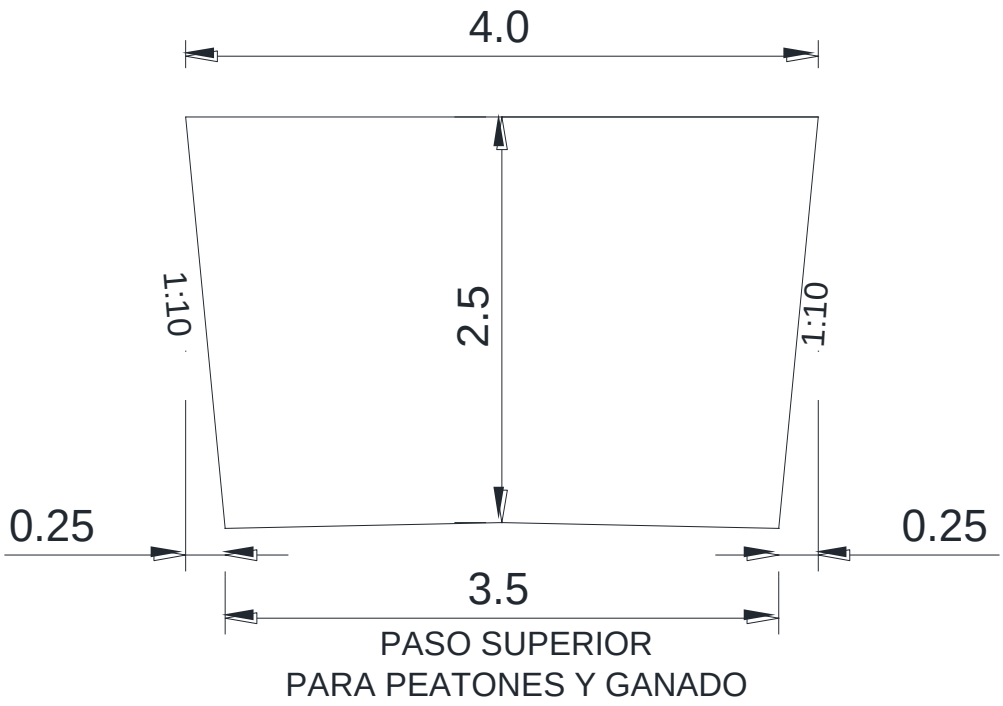
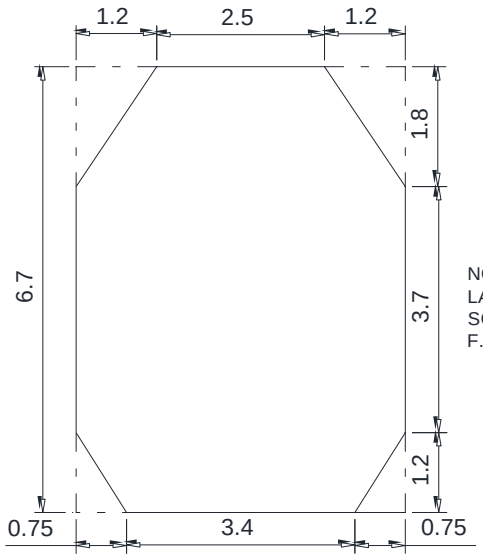


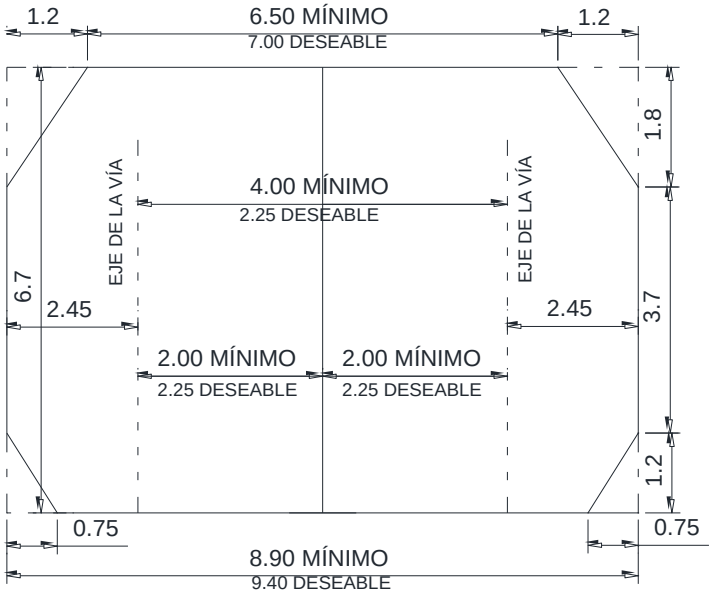
FIGURA IX.46. Dimensiones mínimas para la estructura del cruce de una carretera que pasa por arriba, con una vía para peatones y ganado que pasa por abajo.

F.9.6.3. Ferroviarios

En la Figura IX.47, se indican los espacios libres horizontales y verticales necesarios para un paso superior para ferrocarril de una o dos vías. Las normas mencionadas para el alineamiento vertical de la carretera, son aplicables en este tipo de pasos.



PASO SUPERIOR DE F.C.
PARA UNA VÍA



PASO SUPERIOR DE F.C.
PARA DOS VÍAS

FIGURA IX.47. Paso superior para ferrocarril

GLOSARIO

Definición de Términos

Acotamiento: Faja contigua a la calzada comprendida entre su orilla y la línea de hombros de la carretera o, en su caso, de la guarnición de la banqueta o de la faja separadora.

Alcantarilla: Conducto cerrado que funciona como canal, pudiendo trabajar en condiciones completamente llenas y a presión; su funcionamiento está condicionado a la carga hidráulica que soportará y a los dispositivos o estructuras de control a la entrada y salida de la alcantarilla.

Alineamiento 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.

Alineamiento Vertical: Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. Al eje de la subcorona en la alineación vertical se le llama línea subrasante y consiste de tangentes y curvas verticales.

Ampliación en Curva: Incremento al ancho de la corona y de la calzada, en lado interior de las curvas en el alineamiento horizontal.

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 los vehículos que transitan por los caminos mediante la fuerza desarrollada por un motor de combustión interna.

Autopista: Camino con control total de accesos, lo que significa que no hay accesos a la propiedad privada y todos los entronques son a desnivel, por lo cual no existen señales restrictivas de “ALTO” ni control del tránsito a través de semáforos.

Autobús: Vehículo destinado al transporte de pasajeros y artículos personales menores, estos están dentro del grupo de los vehículos pesados y constan como mínimo de 20 asientos y seis llantas.

Banco de Material: Ver **Cantera**.

Banqueta: Faja destinada a la circulación de peatones, ubicada al lado de la calzada y a un nivel superior a ésta.

Barrera o pretil de puente: Barrera longitudinal cuyo objetivo es impedir la eventual caída de un vehículo desde los bordes de un puente o una alcantarilla

Barrera Lateral: Dispositivo longitudinal, ubicado a la orilla del camino, cuyo objetivo es proteger a los automovilistas de obstáculos naturales o artificiales, localizados en las zonas laterales de la vía, puede, en algunos casos, instalarse como un elemento de protección a los peatones y ciclistas.

Barrera Central: Se ubican en la faja separadora central de los caminos, y por lo tanto cumplen la función de separar los sentidos de circulación del tránsito; unos casos particulares son aquellas que dividen caminos en el mismo sentido de circulación y, por lo tanto, son utilizadas como elementos canalizadores.

Bombeo: Pendiente Transversal descendente hacia ambos lados del eje de la corona o subcorona, en tangente horizontal.

Bordillo: Elemento que se construye sobre los acotamientos, junto a los hombros de los terraplenes, para evitar que el agua erosione el talud del terraplén.

Calzada: Parte de la corona destinada al tránsito de vehículos.

Camino: Faja de terreno conformada para el tránsito de vehículos y personas.

Camión: Vehículo para el transporte de bienes; los camiones se clasifican en tres grupos, unitarios, articulados y doblemente articulados.

Camiones Unitarios C2 y **C3:** Son vehículos de dos y tres ejes y con seis o diez llantas.

Camiones Articulados T3S2 y **T3S3.:** Son vehículos que constan de un tractor y un semirremolque, y generalmente tienen cinco o seis ejes y 18 o 22 llantas

Camiones doblemente Articulados TSR: Estos vehículos constan de un tractor, un semirremolque y un remolque, y por lo general tienen nueve ejes y 36 llantas **T3S2R4**.

Cantera: Terreno del que se extraen materiales apropiados para la construcción.

Carril: Faja longitudinal en que puede estar dividida la calzada, delimitada por marcas, y con anchura suficiente para la circulación de vehículos.

Carretera:

Carretera multicarril: Camino con control parcial de accesos, de cuatro o más carriles, sin faja separadora central.

Carril Auxiliar: Carril adyacente a la calzada, para cambio de velocidad, vueltas, almacenamiento, entrecruzamiento, ascenso y descenso de pasajeros y otros propósitos suplementarios de las carreteras.

Carril de Aceleración: Carril auxiliar, adyacente a la sección normal de la calzada, que permite a los conductores de los vehículos acelerar gradualmente para incorporarse con seguridad a la corriente del tránsito.

Carril de Cambio de Velocidad: Carril auxiliar adyacente a la sección normal de la calzada, que permite a los conductores de los vehículos ajustar su velocidad, acelerando o decelerando, según sea el caso, para incorporarse o separarse con seguridad de la corriente de tránsito del camino principal.

Carril de Deceleración: Carril auxiliar, adyacente a la sección normal de la calzada, que permite a los conductores de los vehículos decelerar gradualmente para desincorporarse con seguridad a la corriente del tránsito principal.

Carril Auxiliar de Ascenso: Carril auxiliar para alojar a los vehículos pesados que viajan a velocidades por debajo de la de operación.

Cero: En sección transversal, punto de intersección de las líneas definidas por el talud del terraplén o del corte y el terreno natural.

Coeficiente de Variabilidad Volumétrica: Es la relación que existe entre el peso volumétrico del material en su estado natural y el peso volumétrico que ese mismo material tiene al formar parte del terraplén; este coeficiente se aplica al volumen del material en su estado natural para obtener su volumen en el terraplén.

Contra cuneta: Canal que se ubica arriba de la línea de ceros de los cortes, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural.

Control Total de Acceso: Regulación total del acceso de vehículos a una autopista o vía rápida, para dar preferencia al tránsito de paso, mediante rampas en vías previamente seleccionadas y prohibición de cruces a nivel y acceso a la propiedad colindante.

Control Parcial de Acceso: Regulación del acceso de vehículos a una carretera mediante rampas, pudiendo existir cruces a nivel y acceso limitado a la propiedad colindante en sitios previamente seleccionados.

Corona: Superficie terminada de una carretera, comprendida entre sus hombros.

Cuneta: Canal que se ubica en los cortes, en uno o en ambos lados de la corona, contiguo a la línea de hombros, para drenar el agua que escurre por la corona y por el talud.

Curva Circular Compuesta: Curva formada por dos o más curvas circulares de distinto radio.

Curva Espiral de Transición: Curva de la alineación horizontal que liga una tangente con una curva circular, cuyo radio varia en una forma continua, desde infinito para la tangente, hasta el de la curva circular.

Curva Horizontal: Arco de circunferencia de la alineación horizontal que une dos tangentes consecutivas.

Curva Vertical: Arco de parábola, de eje vertical, que une dos tangentes del alineamiento vertical.

Curva Vertical en Columpio: Es cuando el punto de intersección de las dos tangentes que une está por abajo de la superficie de la carretera.

Curva Vertical en Cresta: Es cuando el punto de intersección de las dos tangentes que une está por arriba de la superficie de la carretera.

Derecho de Vía: Superficie de terreno cuyas dimensiones fija la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, requerido para la construcción, conservación, modernización y, en general, para el uso adecuado de una carretera y de sus servicios auxiliares.

Distancia de Visibilidad de Encuentro: Es la distancia mínima necesaria para que dos conductores que se encuentran al transitar en sentidos opuestos, en carreteras **tipo E** de un solo carril, detengan sus vehículos con seguridad y puedan realizar la maniobra necesaria para que alguno de ellos ingrese al libradero correspondiente y ambos puedan continuar con su viaje.

Distancia de Visibilidad de Decisión: Distancia que requiere el conductor para percibir una fuente de información o peligro y completar la maniobra que proceda

Distancia de Visibilidad de Parada: Distancia de seguridad mínima necesaria para que un conductor que transita a la velocidad de proyecto sobre pavimento mojado vea un objeto en su trayectoria y pueda parar su vehículo antes de llegar a él.

Distancia de Visibilidad de Rebase: Distancia mínima necesaria para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con otro vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciar la maniobra de rebase.

Distancia entre ejes (DE): Distancia entre los ejes extremos de un vehículo de proyecto, expresada en centímetros.

Distancia Libre entre Vehículos (c): Distancia de seguridad entre las carrocerías de dos vehículos que se encuentran o que se rebasan.

Drenaje del Camino: Conjunto de obras que sirven para captar, conducir, alejar, reducir y dar salida rápidamente al agua que cae sobre la superficie de la corona y de aquella que llega o cruza transversalmente el camino, ya sea superficial o subterráneamente.

Enlace: Vía que une a dos o más ramas de una intersección o entronque.

Entrecruzamiento: Cruce de dos corrientes de tránsito que circulan en un mismo sentido y se efectúa a través de convergencia y divergencia sucesivas, y está definida por la longitud y el ancho de un camino en un sentido de circulación., de tal manera que en un extremo dos caminos convergen y en el otro divergen.

Entrevía (EV): Distancia entre las caras externas de las llantas traseras de un vehículo de proyecto.

Entronque: Es la zona donde dos o más caminos se cruzan o unen, permitiendo la mezcla de las corrientes del tránsito.

Faja Separadora Central: Zona ubicada entre dos calzadas de un camino, para prevenir que los vehículos que circulan en un sentido invadan los carriles en sentido opuesto.

Gaza: Enlace a desnivel entre dos ramas de un entronque.

Grado de Curvatura: Ángulo subtendido por un arco de circunferencia de veinte metros de longitud.

Grado Máximo de curvatura: Límite superior del grado de curvatura que podrá usarse en el alineamiento horizontal de una carretera, con la sobreelevación máxima, a la velocidad de proyecto.

Guarnición: Elementos de concreto, parcialmente enterrados, que sirven para limitar las banquetas, fajas separadoras centrales, isletas y para delinear la orilla de la calzada.

Hombro: Punto de intersección de las líneas definidas por el talud del terraplén y la corona o por ésta y el talud interior de la cuneta.

Horizonte de Proyecto: Año futuro que corresponde al final del periodo previsto en el proyecto de la carretera.

Intersección: Es el área donde dos o más vías terrestres se unen o cruzan.

Lavadero: Obra complementaria de drenaje que se construye para desalojar el agua de la superficie de la carretera y evitar su erosión.

Libradero; Ancho adicional que se da a la corona en carreteras de un carril, en una longitud limitada, para permitir el paso simultaneo de dos vehículos.

Longitud Crítica: Es la longitud máxima de una tangente vertical con pendiente mayor que la gobernadora, pero sin exceder la pendiente máxima.

Motocicleta: Vehículo de dos ruedas impulsado por un motor de combustión interna.

Objeto fijo: Elemento que, por su masa, forma, estructura, conformación u otra característica, representa un peligro para los ocupantes de un vehículo que lo choque; los objetos fijos más comunes, son: postes de alumbrado o de servicios públicos, rocas árboles, postes de señalización vertical, muros cabezales, taludes, taludes perpendiculares, etc.

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.

Paso: Zona donde dos vías terrestres se cruzan, sin que puedan unirse las corrientes del tránsito; pueden ser a nivel o desnivel.

Pendiente: Relación entre el desnivel y la distancia horizontal que hay entre dos puntos.

Pendiente Gobernadora: Pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para dominar un nivel determinado, en función de las características del tránsito y de la configuración del terreno.

Pendiente Máxima: Es la mayor pendiente de una tangente vertical que se podrá usar en una longitud que no exceda a la longitud crítica correspondiente.

Pendiente Mínima: Es la menor pendiente que una tangente vertical debe tener en los tramos en corte para el buen funcionamiento del drenaje de la corona y las cunetas.

Plaza de cobro: Instalaciones que se ubican sobre la autopista para que los usuarios paguen por el uso de la misma.

Radio de Giro: Radio de la circunferencia definida por la trayectoria de la rueda delantera externa del vehículo, cuando éste efectúa un giro.

Radio de Giro Mínimo: Radio mínimo para el diseño de la orilla interna de la calzada.

Rampa de Emergencia: Zona adyacente a la corona o divergente de la misma, en tramos de fuerte pendiente, destinada a facilitar la detención de vehículos con problemas mecánicos.

Rasante: Proyección del desarrollo del eje de la corona de una carretera sobre un plano vertical. En la sección transversal está representada por un punto.

Ruta: Es el itinerario entre dos puntos, puede estar integrada por una o varias carreteras, tiene un origen y un destino, la ruta se identifica alfanuméricamente.

Sección Transversal: Corte vertical, normal al alineamiento horizontal de la carretera.

Subrasante: Proyección del desarrollo del eje de la corona de una carretera sobre un plano vertical, en el ámbito de las terracerías.

Sobreelevación: Pendiente transversal descendente que se da a la corona hacia el centro de las curvas del alineamiento horizontal, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga.

Talud: Inclinación de la superficie de los cortes o de los terraplenes.

Terracerías: Es 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.

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 cuarenta y cinco por ciento; lo anterior ocasiona que el diseño del camino tenga algunas pendientes con restricciones en las alineaciones vertical y horizontal.

Terreno Tipo Montañoso: Aquel que tiene pendientes transversales mayores al cuarenta y cinco por ciento, 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.

Tránsito: Acción de transitar; paso, movimiento, circulación de la gente y vehículos por calles y carreteras, en condiciones de orden, eficacia, seguridad y comodidad.

Tránsito Diario Promedio Anual: Es el promedio de los volúmenes diarios registrados durante un año.

Tránsito máximo horario: Es el máximo número de vehículos que pasan en un tramo del camino durante una hora, para un lapso establecido de observación.

Triángulo Mínimo de Visibilidad: Área en cada cuadrante de una intersección, que permite a los conductores que se aproximan simultáneamente, verse entre sí con la anticipación necesaria para realizar con seguridad las maniobras de cruce o de vuelta en la intersección.

Vehículo Utilitario: En la corriente del tránsito existen una serie de camionetas, pick-up's y vagonetas, mismos que corresponden a un camión ligero, pero con características técnicas y de operación distintas a las de los otros vehículos pesados (autobuses y camiones), los cuales se han agrupado como vehículos utilitarios.

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 vehículos, o de una clase establecida de vehículos.

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

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

Volumen de tránsito: Es el número de vehículos que pasan por un tramo de carretera en un intervalo de tiempo dado.

Volumen Horario de Proyecto: Volumen horario de tránsito que servirá para determinar las características geométricas del camino.