universitarios

textos

Diseño funcional de intersecciones a nivel

Pedro J. Andueza Saavedra

PUBLICACIONES
VICERRECTORADO ACADÉMICO
CODEPRE

Diseño funcional de intersecciones a nivel

Colección Textos Universitarios

Diseño funcional de intersecciones a nivel

• Pedro J. Andueza Saavedra

PUBLICACIONES
VICERRECTORADO ACADÉMICO

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Autoridades Universitarias

- *Rector*
  Mario Bonucci Rossini
- *Vicerrectora Académica*
  Patricia Rosenzweig Levy
- *Vicerrector Administrativo*
  Manuel Aranguren Rincón
- *Secretario*
  José María Andérez
- *Coordinador de la Comisión de Desarrollo del Pregrado*
  Hugo Leiva

PUBLICACIONES
VICERRECTORADO
ACADÉMICO

- *Presidenta*
  Patricia Rosenzweig Levy
- *Director*
  Víctor García
- *Coordinador*
  Ricardo R. Contreras

UNIDAD OPERATIVA

- *Supervisora de procesos técnicos*
  Yelliza García
- *Asesor editorial*
  Freddy Parra Jahn

Los trabajos publicados en esta colección han sido rigurosamente seleccionados y arbitrados por especialistas en las diferentes disciplinas.

C O L E C C I Ó N
Textos Universitarios

Publicaciones
Vicerrectorado
Académico

Diseño funcional de intersecciones a nivel
Primera edición digital, 2013

© Universidad de Los Andes
Vicerrectorado Académico
con el financiamiento de la
Comisión de Desarrollo del Pregrado
(CODEPRE)
© Pedro J. Andueza Saavedra

HECHO EL DEPÓSITO DE LEY
Depósito Legal:
lfi 23720126202063
lfx 23720136201720
ISBN: 978-980-11-1676-9
ISBN: 978-980-11-1511-3

- *Correción de texto*
  Raúl Gamarra Obando
- *Concepto de colección*
  Katalin Alava
- *Diseño y diagramación*
  Dionigma Peña - D2 servicos gráficos
- *Fotografía de portada*
  Vasco Szinetar

Prohibida la reproducción
total o parcial de esta obra
sin la autorización escrita
del autor y el editor

Universidad de Los Andes
Av. 3 Independencia
Edificio Central del Rectorado
Mérida, Venezuela
publicacionesva@ula.ve
publicaciones@gmail.com
http://www2.ula.ve/publicacionesacademico

Editado en la República Bolivariana de Venezuela

PREFACIO

El desarrollo del proyecto geométrico de una vía o de algunos de sus componentes comprende diferentes pasos: desde el momento de su planteamiento hasta que queda plasmado en planos y archivos digitales, listos para proceder a las tareas de construcción.

Generalmente, los mayores esfuerzos del ingeniero vial se concentran en la etapa denominada "proyecto definitivo", en la cual se definen todos los elementos geométricos que permitirán, posteriormente, su replanteo en campo para proceder a la ejecución de la obra.

Muchas veces el ingeniero se conforma con el simple cumplimiento de las normas vigentes, y olvida un poco los aspectos dirigidos a obtener un diseño que garantice una buena operación del tráfico y un eficiente manejo de las corrientes vehiculares involucradas, así como la relación con las actividades que se desarrollan en las zonas circundantes, olvidando el objetivo fundamental de lograr condiciones óptimas de seguridad a todos los usuarios de la vía y sus áreas adyacentes.

Creemos que antes de proceder a la elaboración del proyecto definitivo, es necesario realizar el denominado diseño funcional, en el que se definen soluciones conceptuales, por medio de las cuales se plantean los elementos distintivos de la vía y sus diversos componentes.

El diseño funcional puede, entonces, estar referido a un tramo vial o a una intersección aislada, o también puede estar referido a un grupo de movimientos en una intersección o a un movimiento individual.

El diseño funcional, referido solamente a los aspectos geométricos, no puede deslindarse del diseño operacional, el cual se refiere, entre otras cosas, a la interrelación de las corrientes de tráfico y a la forma de regulación del mismo.

De tal manera que un diseño funcional, para que pueda ser viable, debe estar acompañado de un diseño operacional, cuyo planteamiento, a su vez, puede obligar o sugerir hacer cambios en aquél; o a la inversa, un diseño funcional puede requerir, para su cabal aprovechamiento, unas características específicas del diseño operacional.

En este libro se trata el diseño funcional y operacional de las intersecciones a nivel, ya que estos elementos constituyen un componente fundamental de cualquier vía, tanto urbana como rural, y esperamos que sea de utilidad para los estudiantes y profesionales dedicados al complejo estudio del proyecto vial.

Agradezco infinitamente a Dios todopoderoso por haberme permitido elaborar este texto; a la Virgen de Coromoto por su permanente protección; a mi esposa Caro y mis hijos Luis José, María Leticia y María Silvia, por su apoyo y por estar siempre listos para ayudarme; a la Universidad de Los Andes, institución a la cual debo toda mi formación profesional; a mis compañeros del Departamento de Vías por su paciencia en la revisión de los borradores del texto y por sus sugerencias y valiosos aportes.

A mi esposa Caro.
A mis hijos Luis José, María Leticia, María Silvia y Caroly.
A mi nieta Marcela Sofía.

Pedro J. Andueza Saavedra

Elementos básicos de la ingeniería de tránsito

capítulo

1

1.1 Movimiento de los vehículos individuales

Si queremos estudiar el recorrido de un vehículo a lo largo de una vía, podemos colocar observadores en los puntos 1, 2,…7…, previamente seleccionados, ubicados a distancias x_1, x_2,… x_7,…, medidas desde un origen de referencia (ver fig.1-1).

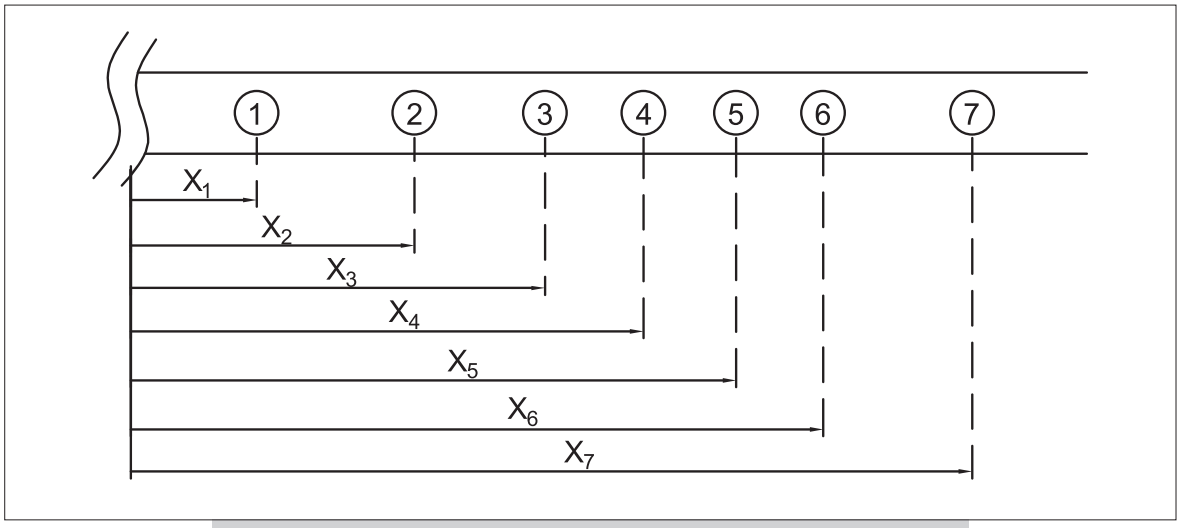


Figura 1-1 Recorrido de un vehículo a lo largo de una vía

Si cada observador registra el tiempo cuando un determinado vehículo (identificado, por ejemplo, por la placa) pasa por cada punto de observación, y luego se marcan en un plano, con un sistema de coordenadas, los tiempos de pasada de cada vehículo en las abscisas y las distancias desde el origen en las ordenadas, obtenemos una curva como la mostrada en la figura 1-2:

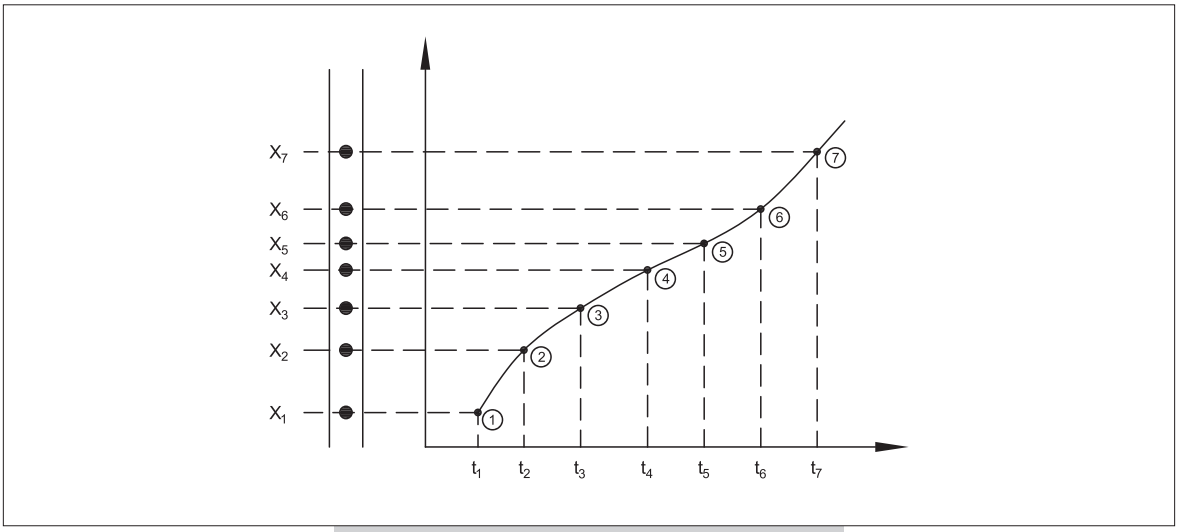


Figura 1-2 Diagrama espacio-tiempo

Este plano recibe el nombre de diagrama espacio-tiempo, y la curva trazada representa la trayectoria del vehículo observado, en la cual cada punto identifica la distancia a la que se encuentra el mismo, medida desde el origen (ordenadas x_1, x_2,…x_7), y el tiempo cuando pasa por el punto de observación (abscisas t_1, t_2,…t_7).

Esta trayectoria, vista individualmente o en conjunto con las trayectorias de otros vehículos, provee información valiosa al ingeniero para estudiar el comportamiento de un vehículo o de un conjunto de ellos (1).

Así, tenemos lo siguiente:

- La trayectoria nos permite determinar la posición "x" de un vehículo, en un instante "t", o nos indica el instante "t" cuando pasa por el punto "x".
- La pendiente de la trayectoria en un instante "t" o en un punto "x", representa la velocidad del vehículo en ese instante o punto de la vía (ver fig. 1-3).

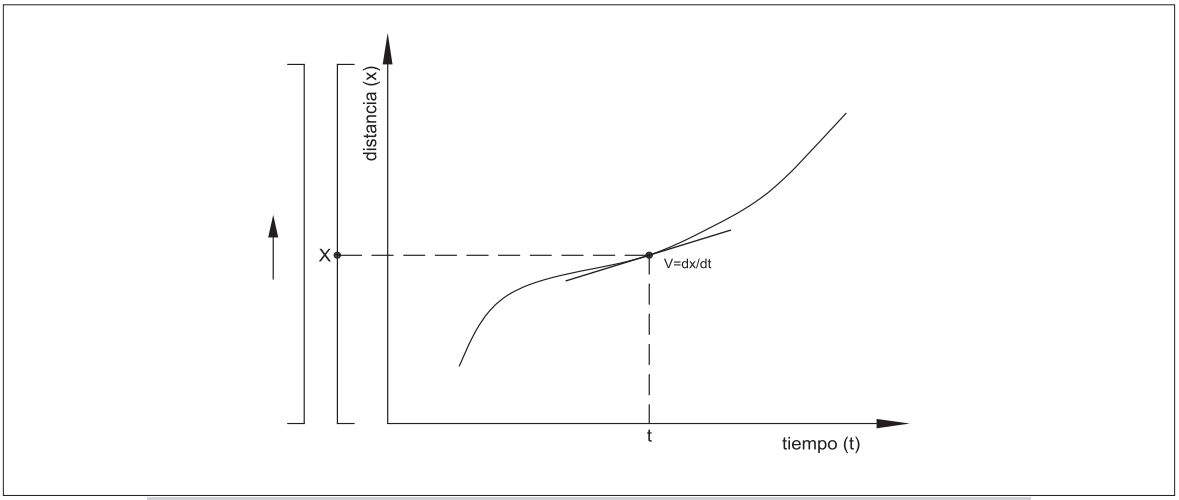


Figura 1-3 Trayectoria de un vehículo en el diagrama espacio-tiempo

- Una porción recta de la trayectoria significa que el vehículo viaja a velocidad constante.
- Mirando en el sentido de avance de las distancias en la vía, una curvatura cóncava significa que el vehículo está acelerando, mientras que una convexa implica que está decelerando.
- Mirando en el sentido contrario al avance de las distancias en la vía, una curvatura convexa significa que el vehículo está acelerando, mientras que una cóncava implica que está decelerando (ver fig. 1-4).

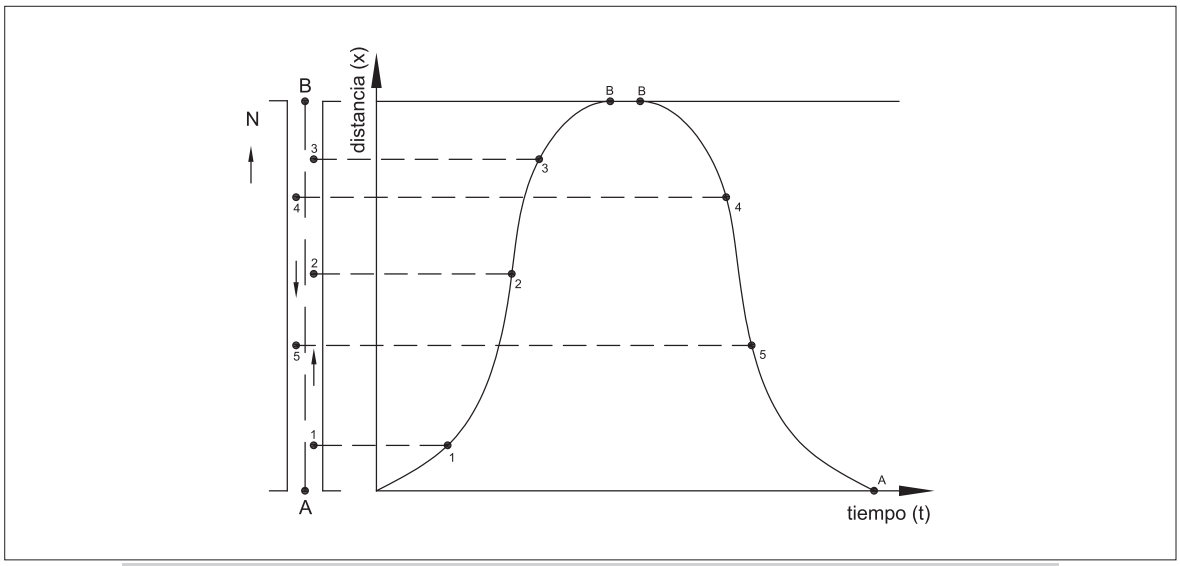


Figura 1-4 Trayectoria de un vehículo en el diagrama espacio-tiempo

En la figura 1-4 vemos que cuando el vehículo viaja hacia el Norte (rama izquierda del diagrama espacio-tiempo A–B–B–A) lo hace a velocidad constante entre los puntos A y 1 (trayectoria recta en el diagrama); luego acelera hasta llegar al punto 2 (curvatura cóncava); luego mantiene otra vez una velocidad constante entre los puntos 2 y 3 (porción recta); para luego decelerar entre los puntos 3 y B (curvatura convexa); en donde permanece un cierto tiempo (porción recta con pendiente 0%).

Después de permanecer un corto tiempo en B, el vehículo regresa hacia el Sur (rama derecha del diagrama espacio-tiempo), viajando en sentido contrario al de medición de las distancias. Entre los puntos B y 4 acelera (curvatura convexa); continuando a velocidad constante entre los puntos 4 y 5; y finalmente decelera desde el punto 5 hasta llegar nuevamente al punto de partida A.

Veamos algunos ejemplos ilustrativos de interpretación del diagrama espacio-tiempo:

Supongamos que un vehículo recorre una vía, y cuando se aproxima a una intersección disminuye la velocidad por precaución, lo cual realiza a partir del punto "1", manteniendo esta velocidad disminuida, para luego acelerar nuevamente a partir del punto "4", cuando ha cruzado la intersección. La trayectoria de este vehículo lucirá como se muestra en la figura 1-5:

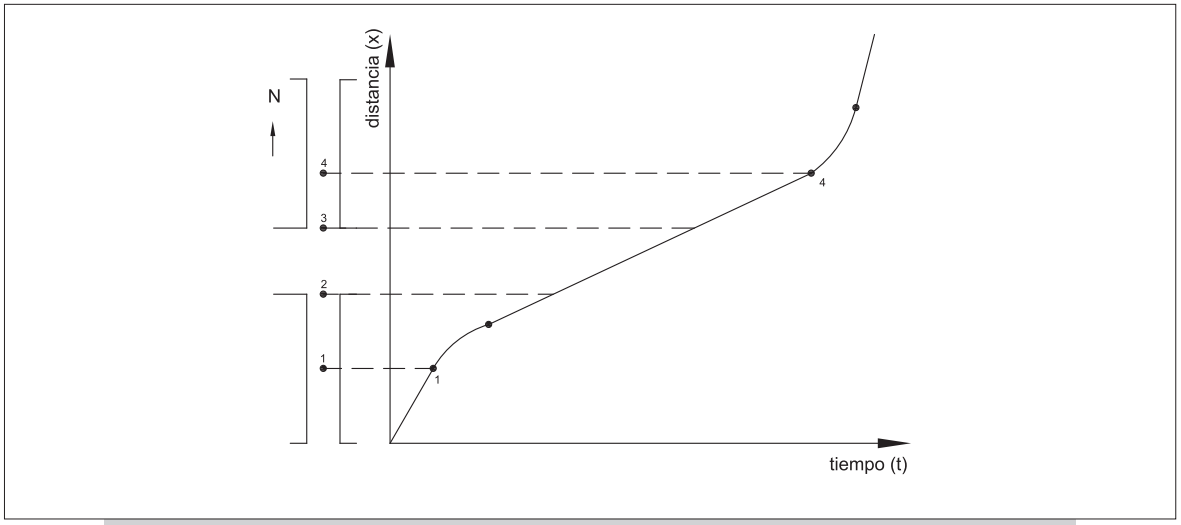


Figura 1-5 Paso de un vehículo a través de una intersección, sin detenerse

Si la intersección está regulada por un semáforo y este cambia o está en rojo cuando el vehículo se acerca, la trayectoria lucirá como se indica en la figura 1-6:

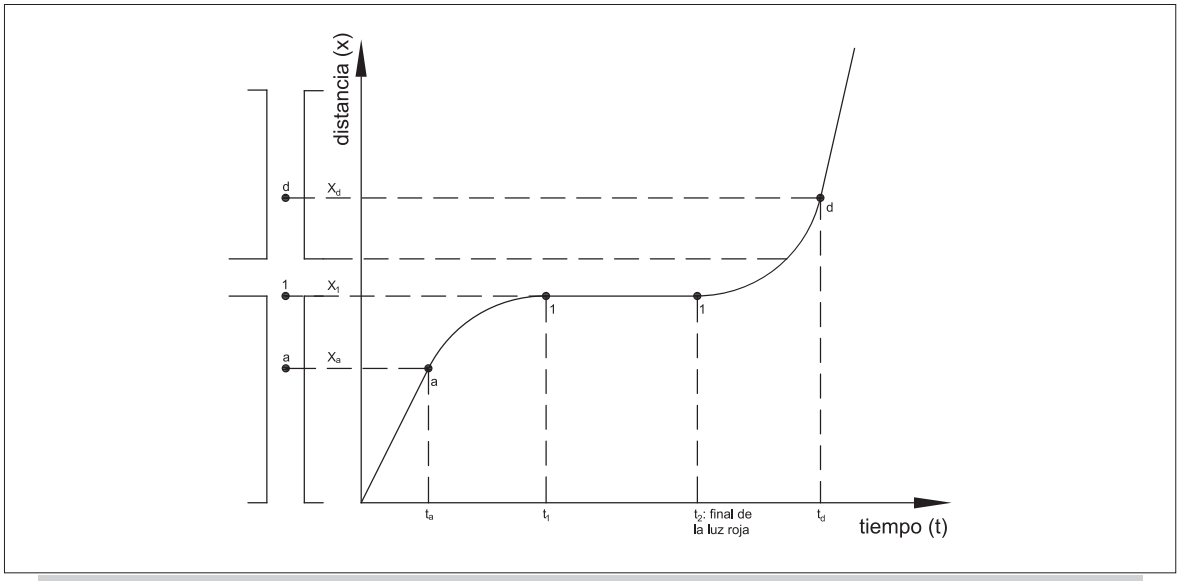


Figura 1-6 Paso de un vehículo a través de una intersección, deteniéndose en la misma

Cuando el vehículo se acerca a la intersección, comienza a decelerar (curvatura convexa) a partir del punto "a" hasta que se detiene en el punto "1" en el instante t_1, permaneciendo parado (trayectoria horizontal: velocidad cero) hasta el final de la luz roja cuando comienza a acelerar (curvatura cóncava) hasta alcanzar nuevamente una velocidad constante en el punto "d".La trayectoria de un vehículo que realiza una "vuelta en U", luce como la indicada en la figura 1-7:

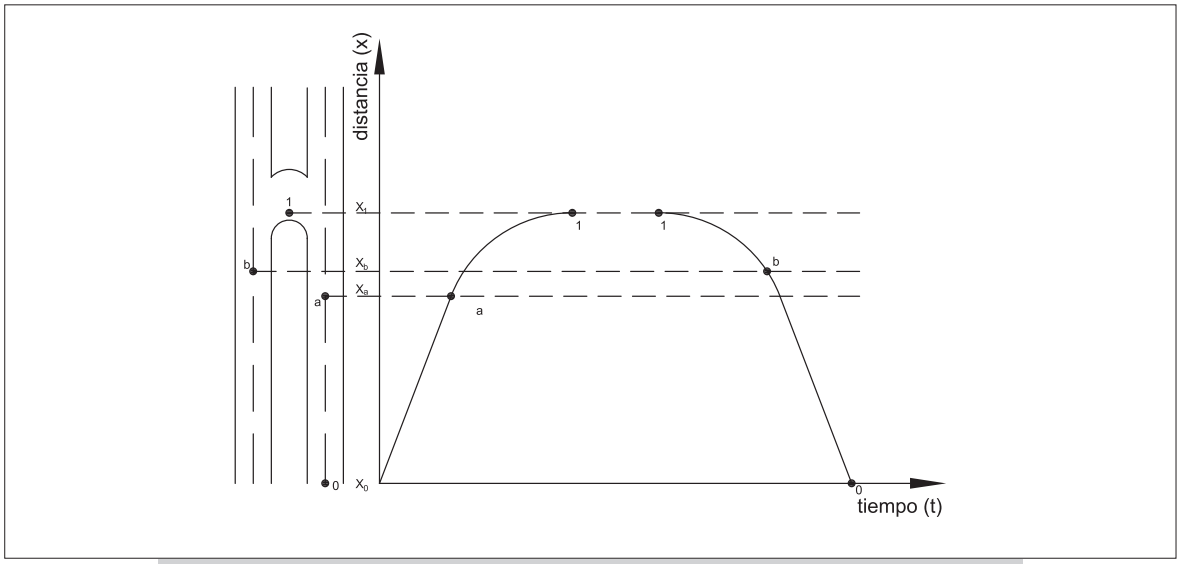


Figura 1-7 Trayectoria de un vehículo que realiza una vuelta en U

En el punto "0" el vehículo viaja a una velocidad constante (trayectoria recta) hacia el Norte; antes de llegar al retorno comienza a decelerar a partir del punto "a" para adaptarse a la curvatura en la divisoria central, hasta llegar al punto "1", en donde se detiene mientras espera un intervalo adecuado para ingresar a la vía de regreso y luego acelerar para alcanzar la velocidad deseada en el punto "b".

Consideremos las trayectorias de varios vehículos que se acercan a una intersección regulada por semáforo, el cual está o cambia a rojo cuando el primer vehículo se acerca. Las trayectorias lucirán como se indica en la figura 1-8:

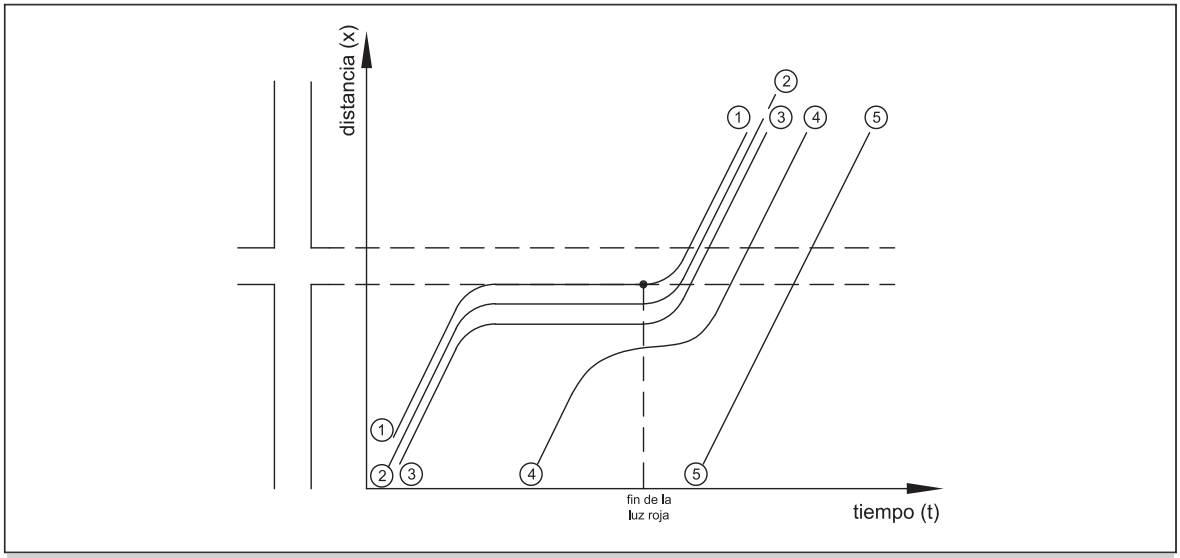


Figura 1-8 Trayectoria de varios vehículos que se acercan a un semáforo con indicación roja

Los vehículos 1, 2 y 3 viajan a velocidad constante (trayectorias rectas), decelera-ran (trayectorias convexas) y se detienen uno detrás del otro (trayectorias horizontales: velocidad cero), y al final de la luz roja aceleran (trayectorias cóncavas) hasta alcanzar nuevamente una velocidad constante.

El vehículo 4 decelera al acercarse al vehículo 3 que va delante de él, pero no tiene necesidad de detenerse, luego vuelve a acelerar hasta alcanzar la velocidad constante.

El vehículo 5, suficientemente alejado de los otros, no tiene necesidad de modificar su velocidad para atravesar la intersección.

En la figura 1-9 se muestra el caso de una intersección donde el vehículo 1 gira a la derecha, para lo cual disminuye su velocidad antes de llegar a la intersección, para adaptarse a la curvatura existente.

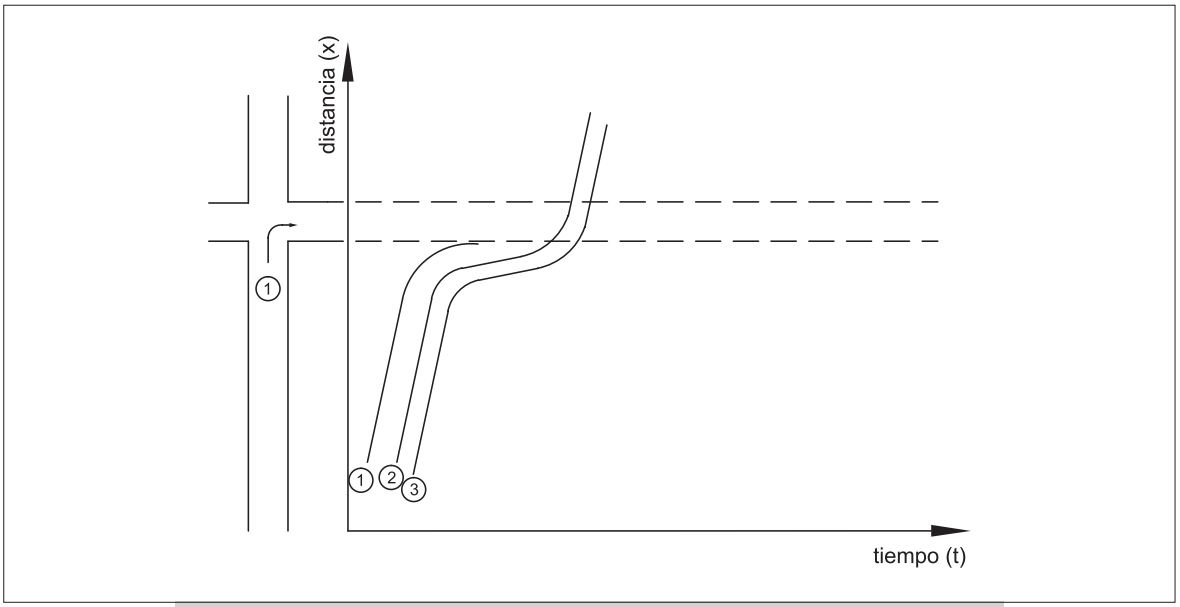


Figura 1-9 Trayectorias de los vehículos cuando uno de ellos gira a la derecha en una intersección

Los vehículos 2 y 3 modifican sus trayectorias deseadas, resultando demorados por la influencia de la trayectoria del vehículo 1.

En la figura 1-10 se ilustra el caso de una intersección donde el vehículo 1 se incorpora a la vía, para lo cual entra con una velocidad baja y luego debe acelerar hasta alcanzar una velocidad compatible con la corriente de tráfico.

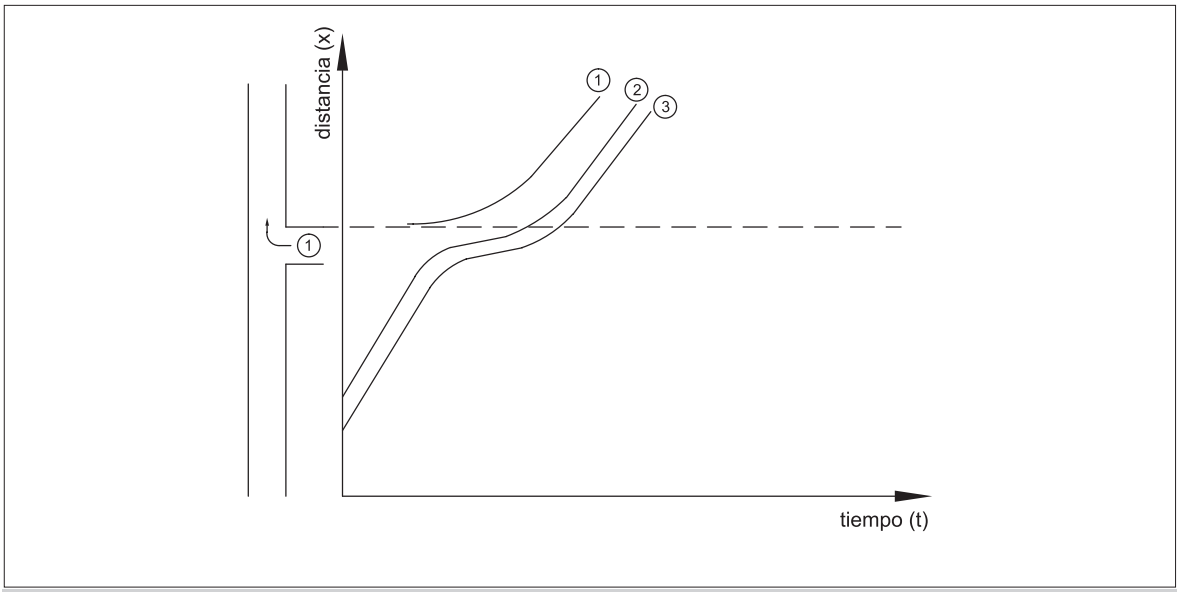


Figura 1-10 Trayectorias de los vehículos cuando uno de ellos se incorpora en una intersección

Vemos que los vehículos 2 y 3 modifican sus trayectorias deseadas, resultando demorados por la influencia de la trayectoria del vehículo 1.

En los ejemplos de las figuras 1-9 y 1-10 vemos claramente que el área funcional de una intersección se extiende más allá del área física, pues la influencia de las trayectorias de los vehículos, al salir o entrar a la vía, ocurren en el área funcional y obligan a modificar las trayectorias de los vehículos que los siguen.

En la discusión anterior sobre las trayectorias de los vehículos y su representación en los diagramas espacio-tiempo, hemos visto que muchas veces los vehículos viajan a velocidad constante, pero en no pocas circunstancias se requieren cambios en estas velocidades, para lo cual es necesario acelerar o decelerar.

Para estudiar la trayectoria de un vehículo cuando pasa de una velocidad U_1 a una velocidad U_2 en un tiempo T, y con una distancia recorrida E, utilizando una tasa de aceleración o deceleración, a, (a se toma como positiva en los movimientos acelerados y negativa en los decelerados), hacemos uso de las ecuaciones de un movimiento uniformemente acelerado, las cuales se indican a continuación:

$E = U_1 * T + \frac{1}{2} * a * T^2$ ..... (ec. 1-1)

$E = (U_2^2 - U_1^2)/2a$ ..... (ec. 1-2)

$U_2 = U_1 + a * T$ ..... (ec. 1-3)

En estas ecuaciones, la distancia E está dada en metros, la velocidad en m/s y la aceleración en m/s^2. Generalmente la velocidad se expresa en km/h, y si queremos transformarla a m/s la dividimos por 3,6.

Un parámetro muy importante, para estudiar el movimiento de un vehículo, es la tasa de aceleración (o deceleración), a. Algunas veces se indica en km/h/s, y la dividimos por 3,6 para llevarla a m/s^2.

1.2 Variables fundamentales de las corrientes de tráfico

El ingeniero de tránsito está interesado en conocer las variables fundamentales de las corrientes de tráfico; algunas referidas a la relación individual de los vehículos entre sí y otras relativas a grupos de vehículos. A las primeras se les llama variables microscópicas y a las segundas macroscópicas.

Consideremos las trayectorias de un grupo de vehículos en el diagrama espacio-tiempo mostrado en la figura 1-11:

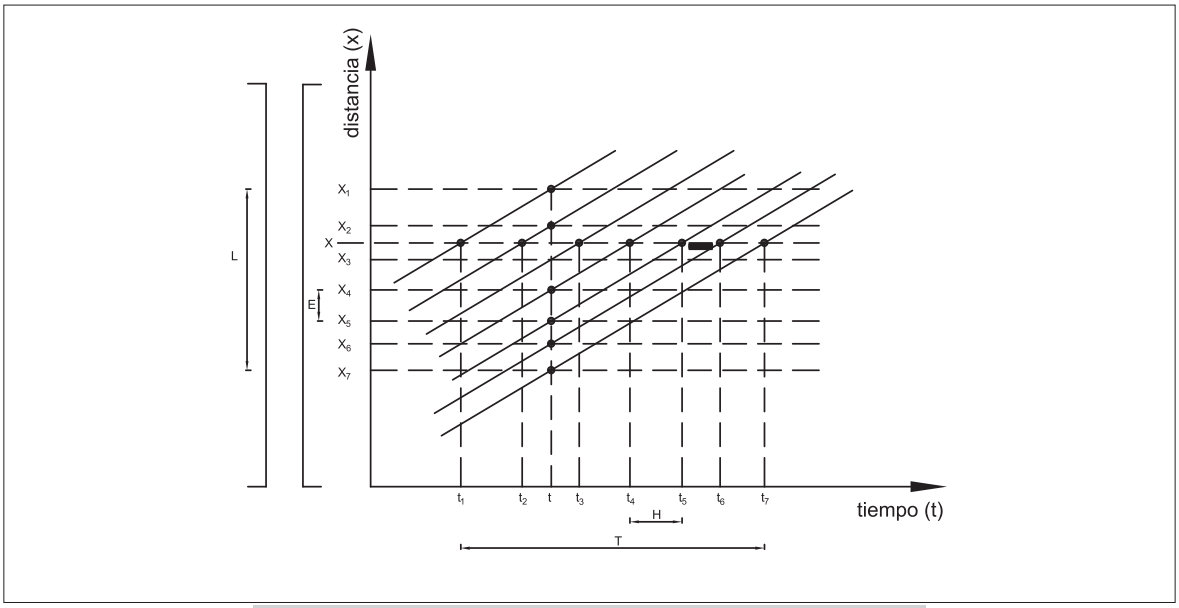


Figura 1-11 Trayectorias de un grupo de vehículos

Si nos ubicamos en un punto de la vía, x, y trazamos una línea horizontal, la misma corta las trayectorias de los vehículos en los instantes t_1, t_2,…….t_7.

La separación horizontal "H" entre dos de estos instantes, por ejemplo, entre los momentos en que los vehículos 4 y 5 pasan por el punto "x", es llamado el intervalo (generalmente se expresa en segundos) y representa la diferencia de tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos consecutivos por un punto de observación (en la figura 1-11 el intervalo entre los vehículos 4 y 5, en el punto de observación "x", es $H = t_5 - t_4$). Generalmente, los tiempos se miden cuando pasa la parte delantera de cada vehículo por el punto de observación, pero otras veces se toman las partes traseras o cualesquiera otros dos puntos semejantes.

Si ahora escogemos un instante "t" en el diagrama espacio-tiempo de la figura 1-11 y trazamos una línea vertical, la misma corta las trayectorias en los puntos x_1, x_2,……x_7.

La separación vertical "E" entre dos de estos puntos es llamado el espaciamiento (generalmente se expresa en metros), y representa la distancia entre puntos semejantes de dos vehículos consecutivos en un instante dado, a lo largo de la vía en consideración (en la figura el espaciamiento entre los vehículos 4 y 5 en el instante de observación "t" es $E = x_4 - x_5$). Generalmente, el espaciamiento se mide entre las partes delanteras de los dos vehículos, pero también se pueden utilizar las partes traseras o cualesquiera otros dos puntos.

Otra variable interesante en la ingeniería de tránsito es la velocidad de los vehículos en el momento cuando pasan por un punto de observación "x". A estos valores se les llama las velocidades puntuales Uix (velocidad puntual del vehículo "i" cuando pasa por el punto de observación "x"), con las cuales podemos obtener la velocidad promedio puntual Ux (promedio de las velocidades puntuales de un grupo de vehículos, medidas en un punto de observación "x").

Velocidad promedio puntual $Ux = \sum Uix/n$…….. (ec. 1-4)

Donde n representa el número de vehículos observados (en la figura 1-11, n = 7).

Si ahora medimos las velocidades Uit que los vehículos llevan en el instante "t", cada uno de ellos en un punto diferente de la vía, podemos obtener la velocidad promedio espacial Ut (promedio de las velocidades de un grupo de vehículos, localizados a lo largo de una vía, medidas en un instante "t").

Velocidad promedio espacial $Ut = \sum Uit/n$…….. (ec. 1-5)

Donde n representa el número de vehículos observados (en la figura 1-11, n = 7).

Las velocidades promedio puntual y espacial no tienen por qué ser iguales. Pero si tenemos un tramo de vía sin interferencias y con bajos volúmenes de tránsito, donde cada vehículo mantiene constante su velocidad, entonces los dos valores son iguales.

Si en el punto de observación "x" (ver figura 1-11) permanecemos durante un período de tiempo T (por ejemplo, 0,2 horas, o 12 minutos, o 720 segundos) y contamos los vehículos 1, 2,……n (n = 7 en este caso) podemos obtener el volumen de tránsito, V.

Volumen = $V = n/T$…….. (ec. 1-6)

Expresado en veh/h, veh/min, veh/s, o en cualquier otra unidad de tiempo.

Si seleccionamos como período de tiempo, T, una hora (3600 s), vemos que el número de vehículos que pasan durante ese período, es decir, el volumen expresado en veh/h, se puede determinar por:

V = 3.600/H (H expresado en segundos)…….... (ec. 1-7)

En donde H representa el intervalo promedio de los vehículos registrados durante el tiempo de observación T (para obtener el promedio de los intervalos no es necesario registrar todos los vehículos que pasen, pues basta tomar una muestra cuyo tamaño sea estadísticamente aceptable).

Así mismo, si en un instante "t" contamos los vehículos que están presentes en la vía en un tramo de longitud "L" (por ejemplo, con el uso de una fotografía aérea): 1, 2,….. N (N = 6 en la figura 1-11), podemos obtener la densidad, D.

Densidad D = N/L…….. (ec. 1-8)

La cual se expresa, generalmente, en veh/km.

Si seleccionamos como longitud L = 1 Km (1000 m), vemos que el número de vehículos que están presentes en la vía en ese tramo, es decir, la densidad expresada en veh/Km, se puede determinar por:

D = 1.000/E (E expresado en metros)……. (ec. 1-9)

Donde E representa el espaciamiento promedio de los vehículos registrados.

Si las trayectorias de los vehículos en el diagrama espacio-tiempo de la figura 1-11 son líneas rectas (como las indicadas en dicha figura) o se aproximan a líneas rectas, es decir, los vehículos viajan a velocidades constantes, se cumple que:

E(m) = H(s) x U(m/s)…….. (ec. 1-10)

Donde E representa el espaciamiento promedio, H el intervalo promedio y U la velocidad espacial promedio.

De las consideraciones hechas anteriormente sabemos que:

D(veh/km) = 1.000/S(m) E(m) = 1.000/D(veh/km)

V(veh/h) = 3.600/H(s) H(s) = 3.600/V(veh/h)

y, además, sabemos que U(m/s) = U(km/h)/3.6
Reemplazando tenemos:

1.000/D(veh/km) = 3.600/V(veh/h) x U(km/h)/3.6
Reordenando términos obtenemos que:
V = U x D……..…… (ec. 1-11)

Esta expresión se denomina la relación fundamental del tráfico, deducida de otra forma en algunos textos de Ingeniería de Tránsito (2), y la cual se cumple para tramos largos más o menos uniformes, con velocidades vehiculares parecidas (o si no se utiliza el promedio) y densidades más o menos constantes (o si no se utiliza el promedio).

Las variables macroscópicas: volumen, velocidad y densidad, y las relaciones entre ellas, son mayormente utilizadas en los análisis de las corrientes de tráfico continuo, como las que se observan en autopistas y carreteras, y en los tramos alejados de intersecciones semaforizadas o con otras regulaciones de tráfico.

Mientras que las variables microscópicas: intervalo y espaciamiento entre vehículos, así como la velocidad de vehículos individuales, se pueden aplicar tanto a las corrientes de tráfico continuo como a las de tráfico discontinuo.

1.2.1 Corrientes de tráfico continuo

Para entender la importancia de la relación fundamental del tráfico: V = UxD, indicada en la ecuación 1-11, es conveniente conocer las relaciones funcionales entre cada par de las variables fundamentales: volumen vs. densidad, velocidad vs. densidad y velocidad vs. volumen. En las figura 1-12a, 1-12b y 1-12c se representan esquemáticamente estas relaciones, las cuales ayudan a entender la discusión que sigue.

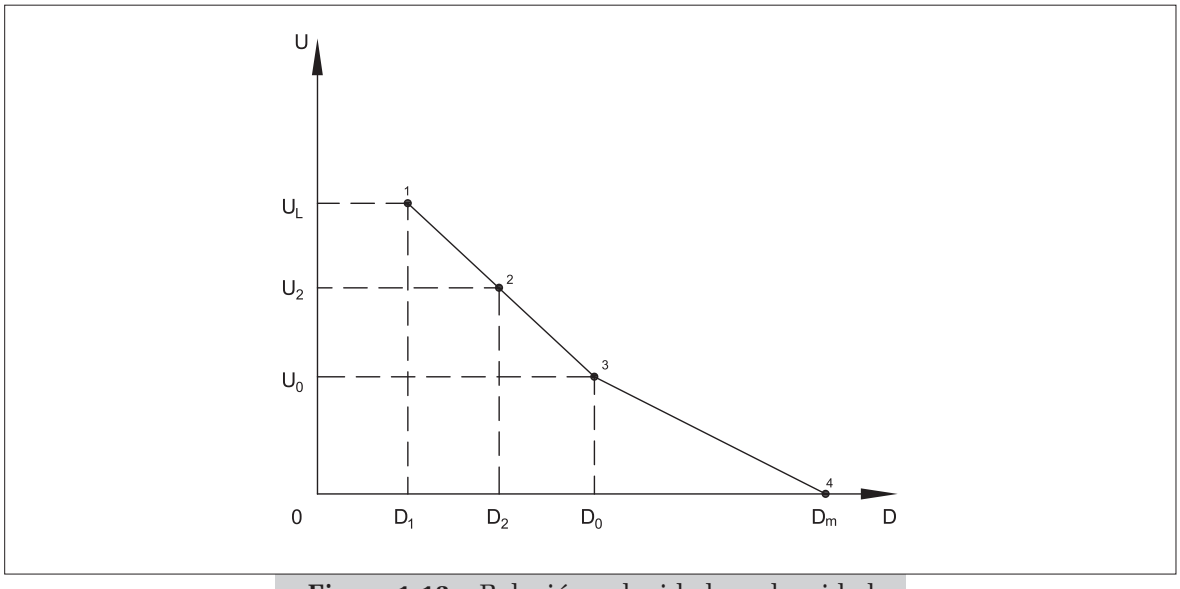


Figura 1-12a Relación velocidad vs. densidad

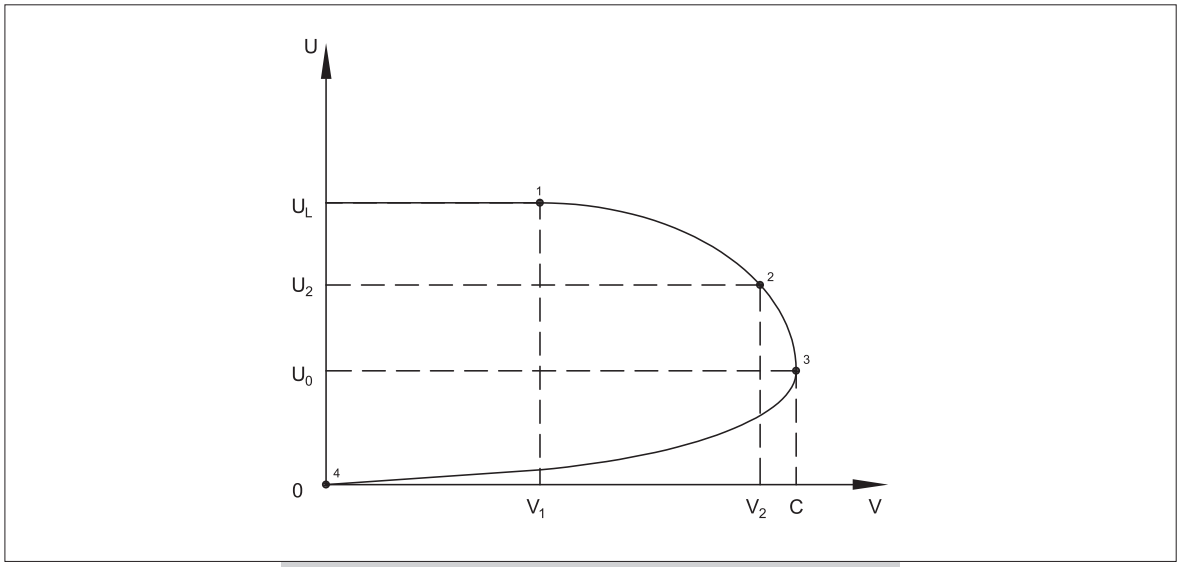


Figura 1-12b Relación velocidad vs. volumen

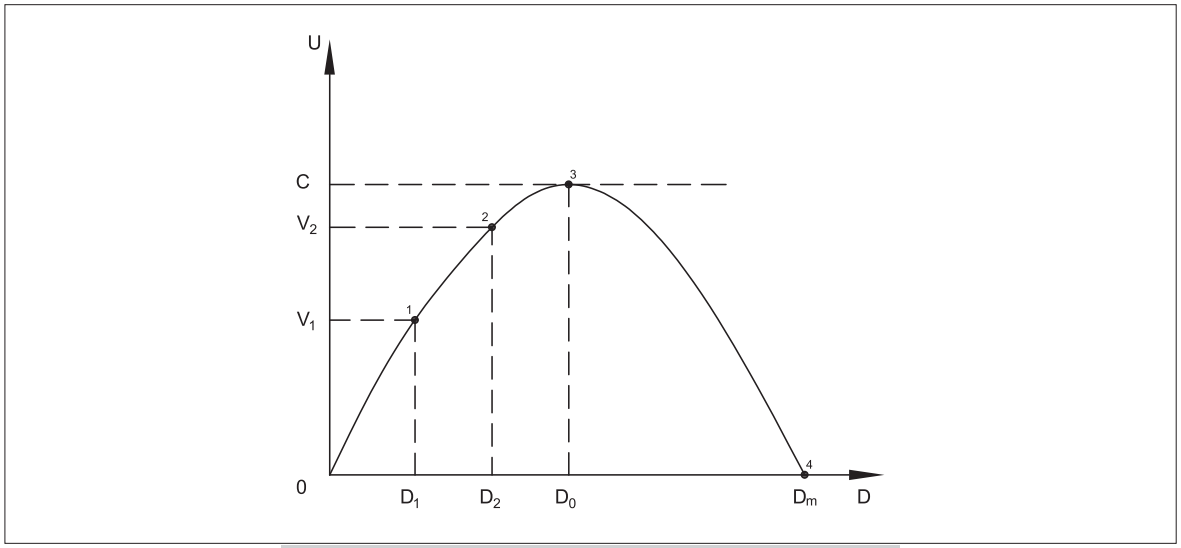


Figura 1-12c Relación volumen vs. densidad

En una corriente de tráfico continuo se distinguen diferentes regímenes (3), los cuales describen las características de operación, definidas por el comportamiento de las variables del tránsito, tanto las macroscópicas como las microscópicas, y la relación entre ellas.

Cuando existen muy pocos vehículos en una vía, ocurre el régimen de flujo libre, en el cual la mayoría de los vehículos pueden circular libremente, los conductores seleccionan la velocidad deseada y la interacción vehicular no es significativa. Al promedio de estas velocidades se le llama velocidad a flujo libre, U_L.

En este régimen los vehículos están casi completamente libres en su habilidad de maniobra dentro de la corriente de tráfico, y los conductores experimentan altos niveles generales de confort físico y sicológico.

En el régimen de flujo libre, aunque aumenten el volumen y la densidad de tráfico, la velocidad U_L permanece constante, pues ésta no es restringida por la interacción vehicular. En la figuras 1-12a, 1-12b y 1-12c la velocidad a flujo libre permanece constante hasta el punto "1", en donde se alcanza la densidad "D1" y el volumen "V1".

A partir del punto 1, y hasta el punto 2, ocurre el régimen restringido, en donde la interacción vehicular restringe la velocidad de un número apreciable de vehículos, aunque muy pocos forman pelotones.

En este régimen, la velocidad es algo menor que la velocidad a flujo libre. La libertad para maniobrar dentro de la corriente de tráfico está notablemente restringida, y los cambios de canal requieren más cuidado y vigilancia por parte de los conductores.

El régimen restringido llega hasta el punto donde se obtiene la densidad "D2" y el volumen "V2", y donde la velocidad promedio de los vehículos en la corriente de tránsito alcanza el valor "U2".

Entre los puntos "2" y "3" se produce el llamado flujo forzado, donde la velocidad de todos los vehículos disminuye sustancialmente y es bastante irregular, pero sin que estos lleguen a detenerse, y la mayoría de los vehículos circulan en pelotones, es decir, siguiéndose unos a otros.

En este régimen, la libertad de maniobra dentro de la corriente de tráfico está notablemente limitada, y los conductores experimentan niveles reducidos de confort físico y sicológico.

Esta situación llega hasta el punto "3", donde el volumen de tránsito es el máximo que puede pasar por la vía, es decir, la capacidad "C", y donde la densidad "Do" recibe el nombre de densidad crítica y la velocidad "Uo" es la velocidad crítica. En esta condición la operación es bastante volátil, debido a que virtualmente no existen brechas usables en la corriente de tráfico. Los vehículos circulan muy pegados, dejando poco espacio para maniobrar dentro de la corriente de tráfico. La maniobrabilidad está extremadamente limitada, y el nivel del confort físico y sicológico experimentado por los conductores es pobre.

Cuando el volumen de tránsito que llega al tramo en consideración es mayor que la capacidad se origina el flujo congestionado, el cual ocurre entre los puntos "3" y "4" en las figuras 1-12a, 1-12b y 1-12c.

La densidad de tránsito sigue aumentando, pero el volumen que puede pasar es menor que la capacidad, y el mismo disminuye, al igual que la velocidad, hasta hacerse nulos en el punto 4, cuando los vehículos están detenidos.

En este régimen, muchos vehículos se ven obligados a detenerse, y estas detenciones se repiten en serie, y las mismas se propagan corriente arriba, la circulación se hace intermitente y se origina una gran turbulencia.

Se puede decir que en este régimen existe un colapso del flujo vehicular y, cuando en un tramo existe esta condición, potencialmente se puede extender corriente arriba por una distancia significativa.

La densidad que se alcanza en el punto 4, cuando los vehículos están detenidos, es la densidad máxima, "Dm", llamada densidad estática.

Tanto la capacidad de la vía, C, así como los parámetros relacionados con cada uno de los regímenes descritos, dependen de los tipos y condiciones particulares de cada vía, así como de las características del tránsito.

Cuando se trata de corrientes de tráfico continuo, las condiciones de la vía incluyen la clasificación de la misma, número y ancho de canales, ancho y condiciones de los hombrillos y distancia a obstáculos laterales, existencia o no de divisoria central, densidad de puntos de acceso o densidad de distribuidores de tránsito, topografía general del terreno, longitud y valor de las pendientes, velocidad a flujo libre, características del alineamiento horizontal; y , particularmente en las carreteras de dos canales, la existencia o no de tramos con suficiente visibilidad de paso y la distribución direccional del tráfico.

La característica del tráfico que tiene mayor influencia en la definición de estos parámetros es la proporción de cada tipo de vehículos en la corriente vehicular, además de las variaciones del flujo durante la hora pico y las características de los conductores (habituales o esporádicos).

De acuerdo con el conocimiento que se tiene de las corrientes de tráfico, se conoce que el volumen límite para definir el régimen a flujo libre (punto "1" en las figuras 1-12a, 1-12b y 1-12c) está en el orden de 1500 veh/h por canal en autopistas (4) y de 1000 veh/h por dirección en las carreteras de 2 canales.

También se conoce que la velocidad crítica, cuando ocurre la capacidad de la vía, está en el rango de 48 a 72 km/h; aunque su valor preciso es difícil de estimar (5).

La densidad crítica ocurre en el rango de 25 a 44 veh/km por canal, lo cual equivale a espaciamientos promedio entre vehículos de 40 m y 23 m, respectivamente (6).

La densidad máxima o densidad estática, la cual se obtiene cuando los vehículos están detenidos lo más cercanos unos de otros, no es fácil de medir en corrientes de tráfico continuo, aun en tráfico congestionado, sin embargo, es relativamente fácil de observar y medir en una intersección controlada por semáforo, pero en tramos relativamente cortos, cuando los vehículos están detenidos en cola durante el intervalo rojo. Esta densidad varía aproximadamente en el rango de 116 a 156 veh/km por canal, que se corresponde con espaciamientos de 8,6 m y 6,4 m, respectivamente (7).

1.2.2 Modelos matemáticos de las corrientes de tráfico continuo

Las curvas de las figuras 1-12a, 1-12b y 1-12c son las gráficas de un modelo matemático utilizado para representar, de una manera muy simplificada, las complejas relaciones que en la práctica existen entre las variables macroscópicas en una corriente

de tráfico continuo. Sin embargo, esta simplificación permite al ingeniero de tránsito el poder comprender, por ejemplo, los cambios que ocurren por un aumento en la densidad y flujo del tráfico y poder cuantificar esos cambios; o, por ejemplo, poder determinar cuál es el volumen máximo o capacidad de un canal cuando cambian las condiciones imperantes de la vía o de la composición del tráfico.

A lo largo de los años, los ingenieros de tránsito han tratado de conseguir cuál es el mejor modelo matemático que representa, de una manera más o menos fiel, el comportamiento de las corrientes de tráfico continuo, sin que hasta el momento podamos decir que se tienen resultados completamente satisfactorios. Sin embargo, estos profesionales hacen uso de las investigaciones realizadas en esta materia y aprovechan, utilizando el mejor criterio posible, los modelos existentes para hacer diagnósticos de una situación existente y predecir los cambios esperados de una propuesta de solución a un problema planteado (8).

Uno de los primeros investigadores que se ocupó de este tópico fue el ingeniero Greenshields, el cual realizó mediciones de velocidades y densidades, utilizando fotografías aéreas, en una carretera de dos canales, y mediante análisis de regresión simple formuló un modelo lineal para explicar la relación entre la velocidad y la densidad (ver figura 1-13).

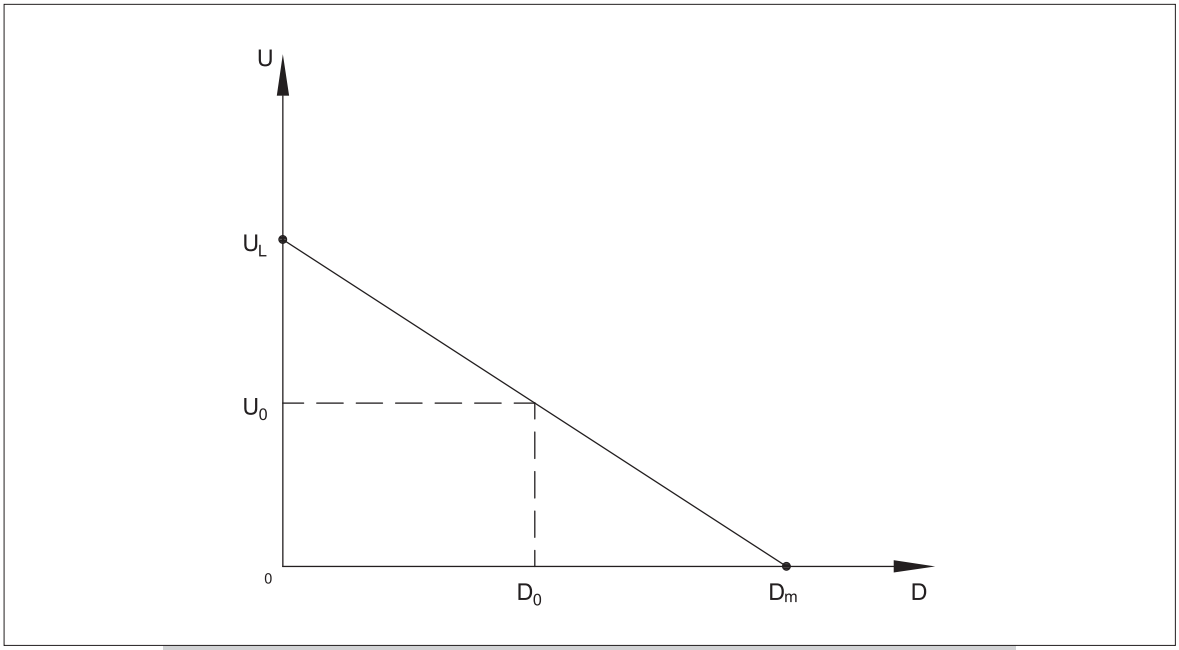


Figura 1-13 Modelo lineal de Greenshields. Velocidad vs. densidad
Fuente: Información de conocimiento general

De acuerdo con este modelo, aun para densidades relativamente bajas, cualquier incremento en la densidad de tránsito reduce la velocidad de los vehículos, lo cual contradice a lo expresado en el modelo representado en la figura 1-12a, en donde se aprecia que la velocidad de flujo libre permanece constante a pesar de que la densidad aumenta, hasta llegar al punto 1, lo cual coincide con lo que en realidad se observa en las corrientes de tráfico continuo.

La línea recta (figura 1-13) que representa la variación de la velocidad con la densidad, se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$U = U_L - (U_L/Dm)xD \quad \text{(ec. 1-12)}$$

Donde U_L es la velocidad a flujo libre (km/h); Dm es la densidad estática (veh/km por canal); y U es la velocidad (km/h) cuando la densidad de la corriente es D (veh/km por canal).

Combinando las ecuaciones 1-11 y 1-12 obtenemos que:

$$V = U_L xD - (U_L/Dm)xD^2 \quad \text{(ec. 1-13)}$$

Donde V es el volumen de tránsito (veh/h) cuando en la corriente se tiene una densidad D (veh/km por canal), y los demás parámetros como se definieron arriba.

Esta es la ecuación de una parábola (ver figura 1-14):

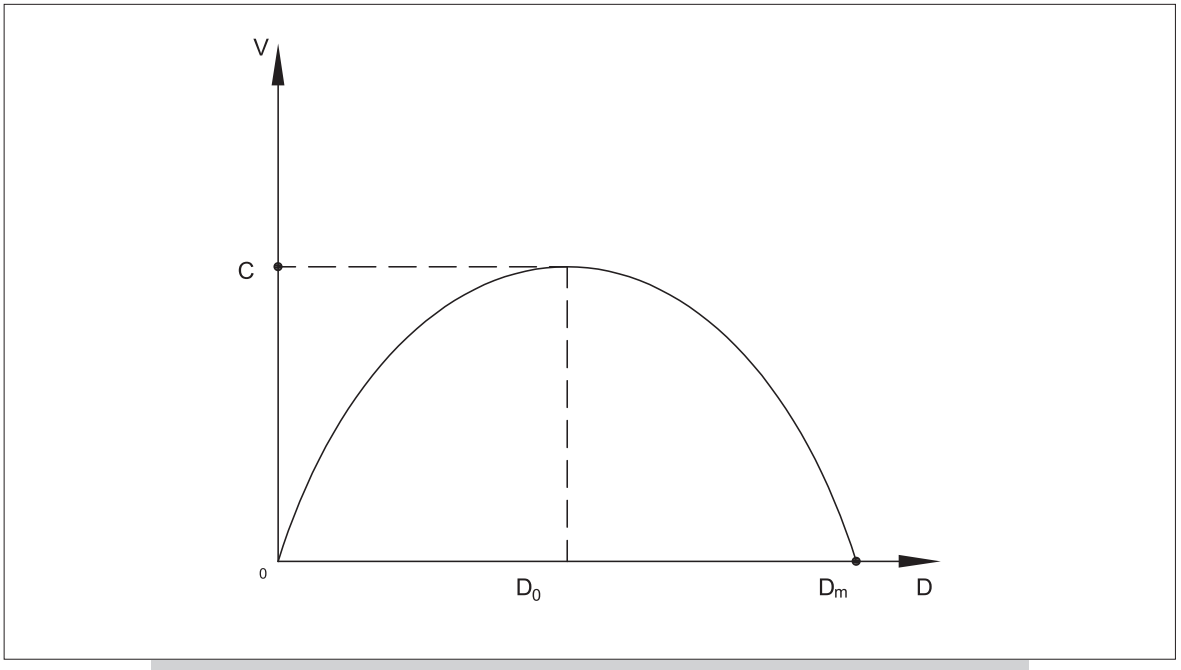


Figura 1-14 Modelo lineal de Greenshields. Volumen vs. densidad
Fuente: Información de conocimiento general

Si ahora combinamos las ecuaciones 1-12 y 1-13 obtenemos:

$V = UxDm - (Dm/U_L)xU^2$ ..... (ec. 1-14)

La cual permite calcular la velocidad U (km/h) cuando el volumen es V (veh/h). Esta también es la ecuación de una parábola (ver figura 1-15):

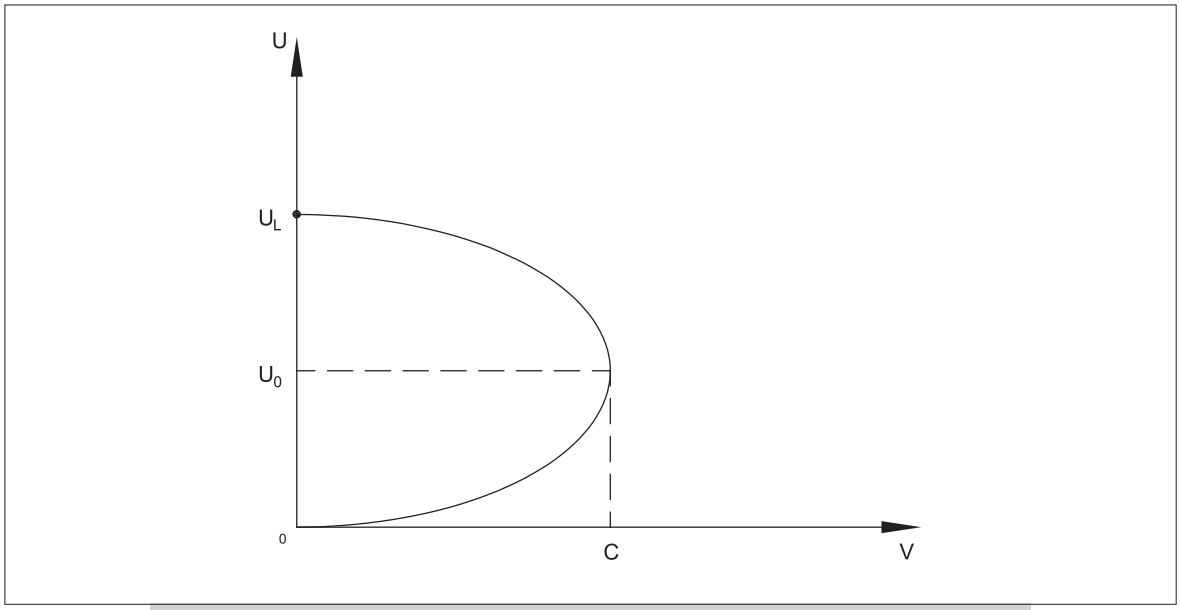


Figura 1-15 Modelo lineal de Greenshields. Velocidad vs. volumen
Fuente: Información de conocimiento general

Para aplicar las ecuaciones 1-11 a 1-14 necesitamos conocer la velocidad a flujo libre y la densidad estática. La primera es fácil de obtener mediante mediciones en campo, pero no así la densidad estática, aunque sabemos que su valor varía aproximadamente en el rango de 116 a 156 veh/km por canal.

Si conocemos la velocidad a flujo libre y logramos hacer una estimación aproximada de la densidad estática, vemos que las ecuaciones 1-11 a 1-14 nos permiten conocer la variación de las distintas variables de una manera muy sencilla.

Así, por ejemplo, si la velocidad a flujo libre, U_L, es de 80 km/h y la densidad estática, Dm, es de 130 veh/km por canal, podemos hallar cuál es la velocidad espacial U cuando la densidad es de 40 veh/km. Aplicando la ecuación 1-12 obtenemos que:

$U = 80 - (80/130) \times 40 = 55{,}38$ km/h

Luego aplicamos la ecuación 1-11:

$V = UxD = 55{,}38 \times 40 = 2.215$ veh/h

Este último resultado también lo podemos obtener aplicando la ecuación 1-14:
$V = 55{,}38 \times 130 - (130/80) \times 55{,}38^2 = 2.215$

Consideremos ahora que el volumen de tránsito medido en un canal de la vía en estudio es 1.200 veh/h, y queremos hallar la velocidad media espacial, aplicamos la ec. 1-14:

$1.200 = Ux130 - (130/80)xU^2$

Resulta una ecuación de segundo grado, por lo tanto existen dos posibles soluciones:
U = 69,4 km/h y U = 10,7 km/h

¿Cuál es la solución?

Si el ingeniero envió a su asistente a medir el volumen de tránsito, posiblemente piensa que dado que el volumen es bastante menor a la capacidad de la vía, lo lógico será concluir que la operación del tráfico es muy buena y que la velocidad es de 69,4 km/h . Sin embargo, al asistente se le olvidó decirle al ingeniero que durante el período de medición del volumen uno de los canales de la vía estaba cerrado por reparaciones y que había mucha congestión.

Vemos entonces que, si el dato conocido es el volumen de tránsito, el ingeniero debe cerciorarse en qué condiciones está operando el tráfico: libre (o con interacciones pequeñas o medias) o congestionado; para poder dar la respuesta correcta.

Si aceptamos el primer valor, podemos calcular la densidad aplicando la ecuación 1-11: 1.200 = 69,4xD, despejando D = 17,3 veh/km por canal, que se corresponde con un espaciamiento: E = 1.000/17,3 = 57,8 m.

En cambio, si tomamos el valor menor, aplicamos nuevamente la ecuación 1-11: 1.200 = 10,7xD, y despejamos D = 112,1 veh/km, que se corresponde con un espaciamiento entre vehículos: E = 1.000/112,1 = 8,9 m.

Con la ayuda de las figuras 1-14 y 1-15 comprendemos que cuando la densidad es menor que la crítica, Do, cuando se tiene un determinado volumen (en este caso 1.200 veh/h), los vehículos circulan a altas velocidades (69,4 km/h en el ejemplo) y van bien separados uno de otro (57,8 m de espaciamiento), mientras que cuando la densidad está por encima de la crítica, para el mismo volumen, los vehículos circulan a una velocidad muy pequeña (10,7 km/h en el ejemplo) y van muy pegados uno del otro (8,9 m de espaciamiento) propios de un régimen congestionado.

En las figuras 1-14 y 1-15 vemos que el volumen máximo, o capacidad C, ocurre cuando la densidad es la crítica, Do, y la velocidad es la crítica, Uo.

Utilizando la ecuación 1-14 podemos obtener la velocidad Uo, para lo cual hallamos la derivada dV/dU = 0

$V = U_L xD - (U_L/Dm)xD^2$

$0 = U_L - 2(U_L/Dm)xD$

Despejando D (y sustituyéndola por Do) obtenemos que:

$Do = Dm/2$ ..... (ec. 1-15)

Es decir que, en el modelo lineal, la densidad crítica, Do, para la cual se obtiene la capacidad (máximo volumen que puede pasar por la vía), es igual a la mitad de la densidad estática.

Para el ejemplo que estamos desarrollando resulta que Do = 65 veh/km por canal.

Sustituyendo este valor en la ecuación 1-12, y reemplazando U por Uo, obtenemos:

$Uo = U_L - (U_L/Dm)xDm/2$

$Uo = U_L/2$..... (ec. 1-16)

Es decir que, en el modelo lineal, la velocidad crítica, Uo, para la cual ocurre el máximo volumen, es igual a la mitad de la velocidad a flujo libre.

Para el ejemplo que estamos desarrollando resulta que: Uo = 40 veh/km.

La capacidad C, se puede obtener, entonces, aplicando la ecuación 1-11:

$V = UxD$

$C = Uo \times Do = U_L/2 \times Dm/2 = U_L xDm/4$ ..... (ec. 1-17)

Para el ejemplo resulta que C = 80x130/4 = 2.600 veh/h que, por cierto, es muy grande en comparación a los valores de capacidad que el ingeniero de tránsito está acostumbrado a manejar.

Para estimar los parámetros del modelo lineal, en lugar de medir la velocidad a flujo libre, U_L, y estimar la densidad estática, Dm, los ingenieros dedicados a la investigación, algunas veces, hacen mediciones de velocidades en una vía, para diferentes volúmenes de tránsito, y calculan la densidad para cada par de valores, aplicando D = V/U; obteniendo entonces un grupo de pares de valores de U vs. D, y luego aplicando regresión lineal ajustan una recta como la indicada en la figura 1-13, mediante la cual se estima la velocidad a flujo libre y la densidad estática, así como el resto de ecuaciones que relacionan las variables de la corriente vehicular.

El modelo lineal, en muchas ocasiones, produce resultados incompatibles con los valores reales de la variables de tránsito, sin embargo, su simplicidad lo hace llamativo para explicar el comportamiento de las corrientes vehiculares, además que permite explicar las variaciones en el comportamiento de las variables macroscópicas bajo diferentes condiciones del tráfico, y por lo tanto, todavía es muy utilizado por muchos ingenieros.

En cambio, si estamos interesados en encontrar valores más confiables, se requiere indagar un poco en cuanto a cuál es el modelo que mejor se adapta a la situación en estudio. Como se indicó arriba, son muchos los modelos que se han planteado, sin que ninguno de ellos se ajuste a todas las circunstancias. Uno de esos modelos es el representado en las figuras 1-12a, 1-12b y 1-12c, llamado modelo lineal de múltiples regímenes, el cual, para su aplicación, requiere del conocimiento de muchos más parámetros que los necesarios para definir el modelo lineal simple.

Como un ejemplo de aplicación del modelo lineal de múltiples regímenes, se pueden obtener del *Manual de Capacidad* (*Highway Capacity Manual, HCM*) (9) los parámetros indicados a continuación, correspondientes a un canal de autopista, con velocidad de proyecto superior a 120 km/h, con pendiente de 0%, anchos de canal de 3,60 m, solamente carros de pasajeros, y otras condiciones básicas indicadas en este manual: U_L = 120 km/h:

U_L = 120 km/h
D_1 = 11 veh/km/canal
D_2 = 16 veh/km/canal
U_o (punto 3 en la figura 1-12) = 85,7 veh/km
D_o (punto 3 en la figura 1-12)= 28 km/h
Dm (punto 4 en la figura 1-12) = 120 veh/km/canal

Consideremos, por ejemplo, que la densidad en una autopista con las características indicadas es de 20 veh/km/canal. En las figuras 1-12a, 1-12b y 1-12c observamos que este valor está localizado entre los puntos 1 y 3, de donde deducimos que la velocidad U, cuando la densidad es 20, se puede calcular por:

$$U = 120 - [(120 - 85{,}7) / (28 - 11)] \times 20 = 101{,}8 \text{ km/h.}$$

Si sabemos que el volumen es de 900 veh/h, y queremos conocer la velocidad, vemos que existen dos posibilidades: una, que la densidad sea menor que la crítica, y la otra que la densidad sea mayor.

Si la densidad es menor que la crítica, es decir, que está en la primera rama de la curva volumen vs. densidad, tenemos qué averiguar si el valor buscado está localizado entre los puntos 0-1 ó 1-3, para lo cual calculamos V_1 aplicando la ecuación 1-11 (V = UxD), obteniendo que V_1 = 120x11 = 1320 veh/h; por lo tanto, deducimos que el volumen de 900 veh/h se encuentra entre los puntos 0 y 1, donde la velocidad permanece igual a la velocidad de flujo libre de 120 km/h. Podemos ahora obtener la densidad, también aplicando la ecuación 1-11 (V = UxD), D = 900/120 = 7,5 veh/km/canal, correspondiente a un espaciamiento de E = 1.000/7,5 = 133,3 m.

Si la densidad es mayor que la crítica, es decir, que está en la segunda rama de la curva volumen vs. densidad (figura 1-12c), el valor está localizado entre los puntos 3 y 4 donde, para un valor de densidad D, se puede calcular la velocidad U por:

$$U = 85{,}7 - [85{,}7/(120 - 28)] \times (D - 28) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (ec. 1-18)}$$

Combinando esta relación con la ecuación 1-11 obtenemos:

$$V = UxD = [85{,}7 - [85{,}7/(120 - 28)] \times (D - 28)] \times D$$

Reemplazando V por 900 queda:

$$0{,}9315D^2 - 111{,}783D + 900 = 0$$

Resolviendo y tomando la solución con la mayor raíz, obtenemos que la densidad es D = 111,3 veh/km/canal, correspondiente a un espaciamiento E = 1.000/111,32 = 9 metros, y una velocidad U = 8,1 km/h (aplicando la ecuación 1-11 o la ecuación 1-18).

1.3 Corrientes de tránsito en las intersecciones

Consideremos las trayectorias de un grupo de vehículos en el diagrama espacio-tiempo mostrado en la figura 1-16, donde existe una intersección regulada por semáforo.

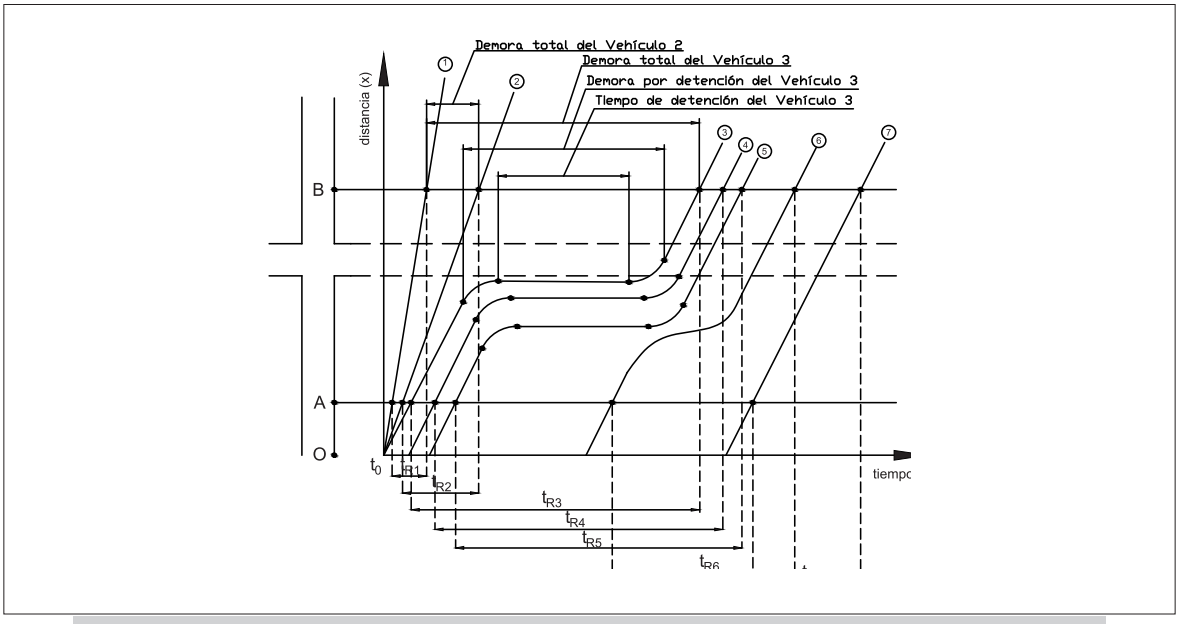


Figura 1-16 Trayectorias de vehículos a través de una intersección semaforizada

Podemos describir varias situaciones distintas en las trayectorias mostradas en el diagrama. Así, la trayectoria "1" representa un vehículo que circula a la velocidad a flujo libre, la cual se refiere a la velocidad de los vehículos en un sector corriente arriba y alejado de la intersección sin la influencia de esta y sin la interacción con otros vehículos. La trayectoria "1", por lo tanto, representa el caso hipotético e ideal de un vehículo que pasa por el punto "0" en el instante t_o, a la velocidad de flujo libre, y mantiene dicha velocidad a través del área de la intersección. Decimos que se trata de un caso hipotético porque, en principio, esta velocidad sería muy difícil de mantener en el área de influencia y a través de la intersección. Sin embargo, su definición y conocimiento es de mucha importancia, ya que la diferencia entre los tiempos de recorrido circulando a esta velocidad ideal y los tiempos de recorrido circulando a la velocidad real de los vehículos, permite determinar las demoras ocurridas en cualquier tramo de vía.

La velocidad de flujo libre no está influenciada por la intersección y la regulación del tránsito, ni por la interacción con otros vehículos. Depende, en cambio, de las características del conductor, del vehículo, de la vía y del medio ambiente. Es la velocidad deseada por el conductor para circular por una vía y, por lo tanto, para atravesar el área de una intersección.

La trayectoria "2" representa un vehículo que circula a una velocidad menor que la de flujo libre. Cuando un vehículo se acerca a una intersección, adopta una velocidad que depende de la interacción con los otros vehículos (y por lo tanto del volumen de tránsito en el tramo antes de la intersección), así como de un aspecto sicológico y de precaución por la presencia misma de la intersección. La trayectoria en el diagrama espacio-tiempo muestra que el vehículo "2" no se detiene en la intersección, y mantiene su velocidad a través de la misma. Esta es la velocidad que adopta el conductor en caso de que el semáforo esté en verde.

La trayectoria "3" se corresponde con un vehículo que se acerca a la intersección a una velocidad un poco menor que la del vehículo "2", pero que se detiene en la intersección por la luz roja del semáforo, para lo cual decelera hasta detenerse, y después de finalizar la luz roja acelera para aumentar nuevamente su velocidad.

Cuando el conductor se acerca a la intersección y observa que el semáforo está en rojo, o que existe una cola de vehículos esperando, entonces disminuye un poco la velocidad antes de llegar al sitio en el cual decelera hasta detenerse; por esto, la velocidad con la que se acerca el vehículo "3" es menor que la del vehículo "2" (el cual al aproximarse observó que el semáforo estaba en verde).

Las trayectorias "4" y "5" representan vehículos que también se detienen en la intersección, detrás del vehículo "3".

La trayectoria "6" representa un vehículo circulando a una velocidad menor que la de flujo libre, pero que, además, se ve obligado a disminuir su velocidad, debido a la cercanía y menor velocidad del vehículo "5" , y luego vuelve a recuperar su velocidad inicial.

La trayectoria "7" representa un vehículo que mantiene la velocidad a través del área de la intersección sin necesidad de detenerse ni de disminuir dicha velocidad, porque el semáforo está en verde y no consigue otros vehículos en su trayectoria.

Algo interesante de resaltar, es que la intersección actúa como un elemento de reacomodo de los intervalos de los vehículos. Vemos, por ejemplo, que los vehículos 3, 4 y 5, después que salen de la intersección, lo hacen con intervalos menores y parecen como empaquetados en forma de un pelotón en donde cada vehículo sigue al precedente.

También vemos que los intervalos existentes antes de la intersección entre los vehículos 5 y 6, y entre 6 y 7, disminuyen apreciablemente después que salen de la misma.

Si el vehículo de la trayectoria "2" pasa por el punto "0" en el instante t_o, al igual que el vehículo de la trayectoria "1", y si seleccionamos un punto "B" después de la intersección, se puede obtener la demora total del vehículo "2", la cual se define como la diferencia de tiempos entre este vehículo y la del vehículo "1" (a la velocidad hipotética a flujo libre), para recorrer la distancia 0B. En otras palabras, podemos decir que la demora total es la diferencia entre el tiempo de recorrido en el tramo 0B, en las condiciones existentes (circulando a su velocidad de recorrido real), y el tiempo de recorrido ideal (circulando a la velocidad a flujo libre).

De la misma manera, podemos calcular la demora total para el vehículo "3", como la diferencia de tiempos entre este vehículo y el vehículo "1", o también como la diferencia entre el tiempo de recorrido en el tramo 0B, en las condiciones existentes (circulando a su velocidad de recorrido real), y el tiempo de recorrido ideal (circulando a la velocidad de flujo libre).

Vemos en la figura 1-16 que la demora total del vehículo "3" tiene dos componentes:

Demora total = Demora por detención + Demora por circular a una velocidad menor a la de flujo libre.

Donde, a su vez, se tiene que la demora por detención = tiempo de detención (también llamado demora por tiempo detenido) + tiempo de deceleración y aceleración.

Como el vehículo "2" no se detuvo en la intersección, la demora por detención es cero, y la demora total es igual a la demora ocurrida por viajar a una velocidad menor a la de flujo libre.

Podemos ver fácilmente que la demora total depende de la escogencia de los puntos "0" y "B", y de la velocidad de flujo libre.

En las aplicaciones prácticas, para obtener la demora total, se seleccionan dos puntos: A y B, antes y después de la intersección, y se miden los tiempos de recorrido (incluyendo las detenciones) de un grupo de vehículos, o mediante varios recorridos de un mismo vehículo, y luego a estos tiempos medidos se les resta el tiempo calculado con la distancia A B y la velocidad de flujo libre.

De tal manera que obtendremos resultados diferentes según la localización de los puntos de medición A y B. Para obtener resultados consistentes los dos puntos deben estar ubicados fuera del área funcional, alejados de la influencia de la intersección, lo

cual se dificulta en algunas ocasiones, sobre todo cuando la intersección está muy cercana a las adyacentes. También se acostumbra a tomar el punto B justo en la línea de "Parada" (algunas veces la línea de referencia es la del brocal de la esquina).

En muchas ocasiones estamos interesados en medir las demoras para un tramo relativamente largo de una vía, con varias intersecciones, y entonces la influencia de la localización de los dos puntos A y B es menor que para el caso de una sola intersección.

La demora por detención, en cambio, no depende del tramo seleccionado para las mediciones de los tiempos de recorrido; cada vehículo tendrá una determinada demora por detención: para el vehículo "2" es cero y para el vehículo "3" está indicada en el diagrama.

En la figura 1-16 vemos que para el vehículo "3" el tiempo por detención es mayor que para el vehículo "4", y la de este mayor que para el "5", pero esto no siempre es así, pues cuando existe una cola de vehículos esperando para pasar por la intersección, la demora por detención está muy relacionada con la longitud de la cola existente y con el momento en que el vehículo se une a la cola, por lo tanto no podemos generalizar.

La demora total, en realidad, no depende exclusivamente de la existencia de un determinado dispositivo de regulación del tránsito (semáforo o señal de "Pare") en la intersección, pues el componente de esta demora, que ocurre porque el vehículo circula a una velocidad menor a la de flujo libre, depende en buena parte de la interacción con otros vehículos, de tal manera que a mayor volumen de tránsito mayor será esta demora y menor la velocidad. Entonces, vemos que en la demora total se contempla un componente que no depende de la existencia de la intersección, y de la regulación del tránsito en la misma, sino de la interacción entre los vehículos corriente arriba.

En el diagrama espacio-tiempo de la figura 1-16, la velocidad del vehículo "3" se ha supuesto constante cuando se acerca a la intersección (trayectoria recta), pero en realidad esto no es completamente cierto, pues cuando un vehículo se acerca a una intersección y el semáforo está en rojo, o existe una cola de espera, el conductor del vehículo que se aproxima disminuye su velocidad con suficiente antelación hasta que ya cuando está muy cerca de la cola o de la intersección, es cuando decelera lo suficiente hasta detener el vehículo, entonces la trayectoria en el diagrama espacio-tiempo en realidad lucirá como se muestra en la figura 1-17.

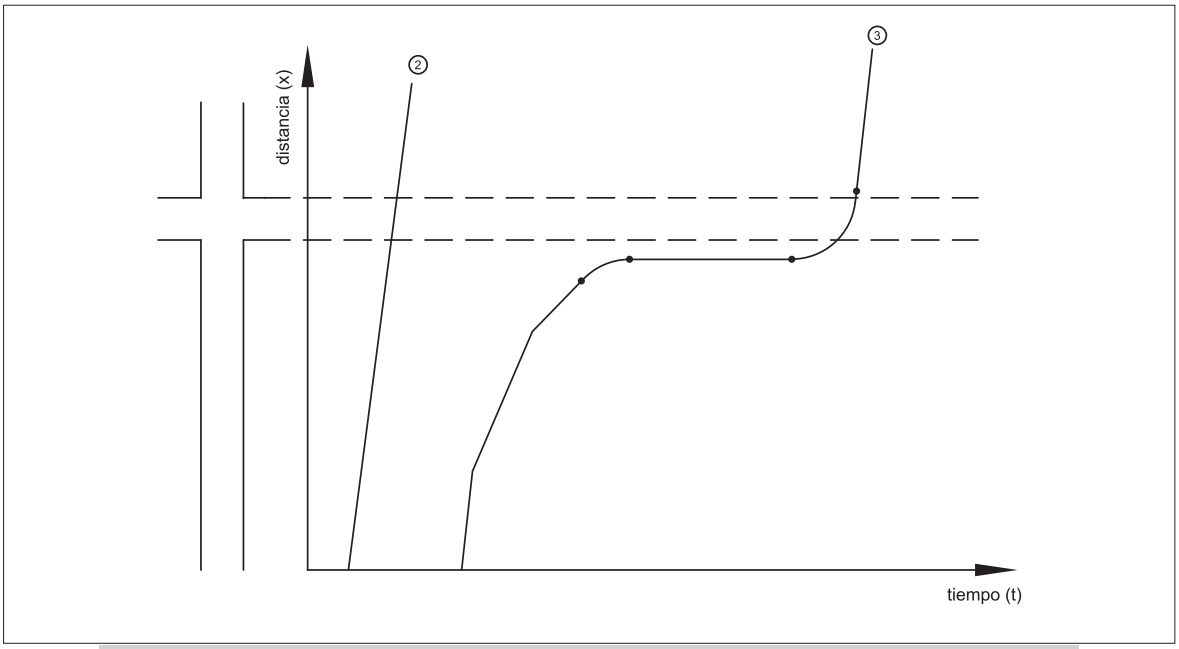
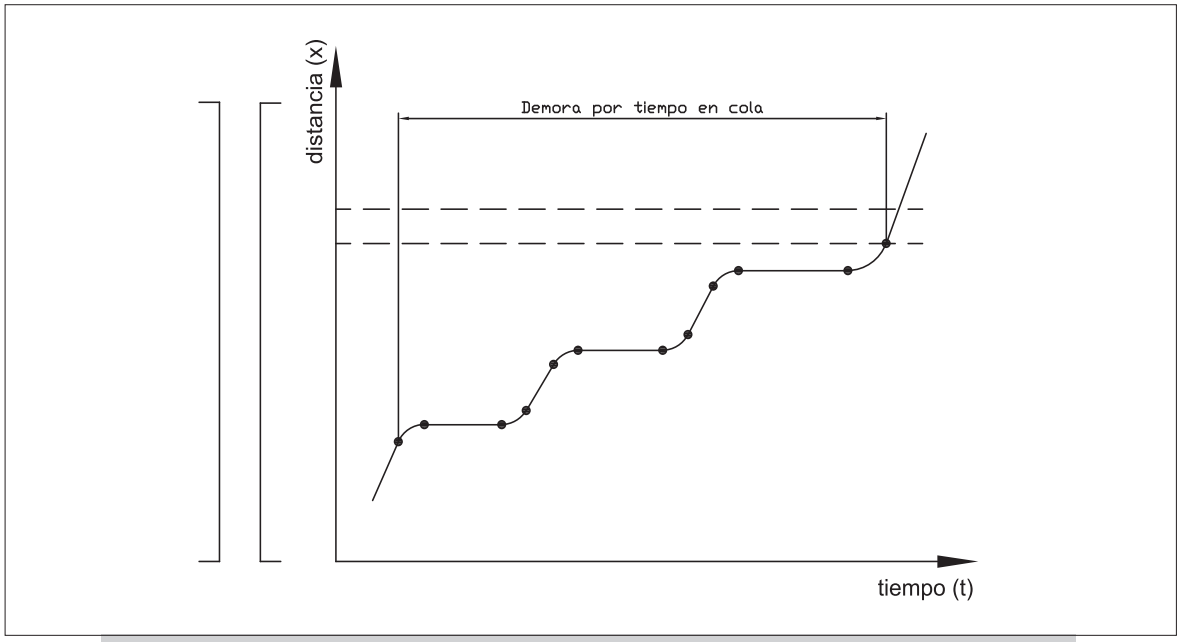


Figura 1-17 Trayectoria de un vehículo cuando se acerca a una intersección con la indicación del semáforo en rojo

El vehículo "2" se acerca cuando no existe cola de espera, y el semáforo está en verde, y continúa con la misma velocidad, con la cual se aproxima, a través de la intersección. En cambio, el vehículo "3" cuando se acerca está circulando a una velocidad parecida a la del vehículo "2", y al observar el semáforo en rojo empieza a disminuir su velocidad, hasta que finalmente decelera y se detiene, para luego, cuando comienza nuevamente la luz verde, volver a acelerar y recobrar su velocidad, y por lo tanto la demora de este vehículo es mayor que la del vehículo "2".

Cuando un vehículo se acerca a una intersección, donde exista una cola de espera larga, decelera y se detiene detrás del último, para más tarde avanzar lentamente, volver a detenerse, y continuar avanzando y deteniéndose, a medida que los que están delante de él hacen lo propio cada vez que el semáforo pasa a verde, o para hacer pequeños acomodos para ajustar su separación con los otros vehículos. La trayectoria para este vehículo en el diagrama espacio-tiempo lucirá como se muestra en la figura 1-18.



Fig**ura 1-18** Trayectoria de un vehículo cuando se acerca a una intersección y existe una larga cola de espera

Vemos, entonces, que para este vehículo la demora por detención está compuesta por varios intervalos y, además, observamos que existen unos tiempos en donde el vehículo avanza a velocidad muy baja (probablemente en el orden de 5 a 10 km/h), que sumados a la demora por detención resulta en lo que se denomina demora por tiempo en cola, la cual se define como el tiempo total desde que un vehículo se une a la cola de una intersección hasta su descarga a través de la línea de "Parada" (algunas veces la línea de referencia se toma como la del brocal de la esquina); esta demora se ilustra en la figura 1-18.

Entonces, para calcular la demora total, debemos sumar la demora por tiempo en cola + demora por circular a velocidades menores a la de flujo libre.

En el manual de capacidad norteamericano (*Highway Capacity Manual*, HCM) se define la llamada demora de control (10), la cual comprende la demora por detención (tiempo detenido + tiempo de deceleración y aceleración) + los tiempos mientras el vehículo se mueve a bajas velocidades a medida que avanza en la cola + los tiempos mientras disminuye su velocidad corriente arriba de la intersección antes de unirse a la cola.

En otras palabras, según el HCM, podemos decir que:

Demora de control = demora por tiempo en cola + demora debido a que el vehículo disminuye su velocidad corriente arriba en lugar de continuar con la velocidad con la cual se acerca a la intersección, debido a que el semáforo está en rojo o existe cola de espera.

Vemos que tal como la define el HCM, la demora de control se calcula como la diferencia entre el tiempo de recorrido en las condiciones estudiadas (por ejemplo, el tiempo de recorrido del vehículo "3" en la figura 1-16), y el tiempo de recorrido circu-

lando a la velocidad que adopta un vehículo que no se detiene y atraviesa la intersección en verde (tal como lo hace el vehículo "2" en la figura 1-16).

Visto de esta manera, la demora de control es una demora total, pero en lugar de tomar como referencia el tiempo de recorrido a la velocidad de flujo libre, se considera como patrón la velocidad cuando el vehículo pasa en verde sin detenerse, a través de la intersección (el HCM llama a esta última la velocidad de flujo libre, la cual difiere de la definición que hemos venido manejando).

La demora es una medida del grado de movilidad de un sistema vial, y es la que más se relaciona con las expectativas del conductor. El HCM considera la demora de control como la medida de efectividad para definir los niveles de servicio en las intersecciones reguladas por semáforo o por señal de "Pare" (11).

La demora se puede expresar en forma agregada para un grupo de vehículos como veh-hora, veh-min o veh-s, en un período especificado (por ejemplo, una hora); o se puede expresar en forma de promedio por vehículo como horas/veh, min/veh o s/veh.

En las figuras 1-16, 1-17 y 1-18, la discusión se ha orientado suponiendo que en la intersección existe un semáforo para la regulación del tránsito, pero todo lo dicho es igualmente válido cuando existen señales de "Pare" para dicha regulación.

Si seleccionamos dos puntos sobre la vía "A" y "B", en donde el punto "A" está antes de la intersección y el "B" después, podemos medir los tiempos: t_{r2} , t_{r3}, …….t_{r7} que cada vehículo: 2, 3, ….7, tarda en recorrer la distancia AB; y podemos calcular el tiempo t_{r1} que le tomaría a un vehículo "1" recorrer la misma distancia circulando a la velocidad de flujo libre.

Observamos que para los vehículos que no se detienen por la existencia del semáforo (vehículos 2, 6 y 7), el tiempo de recorrido es menor que para los que sí se detienen (vehículos 3, 4 y 5).

Podemos calcular la velocidad de recorrido para cada vehículo:

Velocidad de recorrido para el vehículo i $= AB/t_{ri}$…….... (ec.1-19)

Observándose que para los vehículos que no se detienen (como el vehículo 2 en la figura 1-16) la velocidad de recorrido es mayor que para los que sí se detienen (como el vehículo 3 en la figura 1-16).

Dada la diferencia de tiempos de recorrido, y de velocidades de recorrido, para cada vehículo, el ingeniero de tránsito generalmente obtiene la velocidad promedio de recorrido:

Velocidad promedio de recorrido $= AB/1/n\sum t_{ri}$…….... (ec. 1-20)

Donde AB: Longitud del tramo seleccionado para las mediciones.

t_{ri}: Tiempo que transcurre para que el vehículo i recorra el tramo de longitud AB

Si seleccionamos un tramo CD (no indicado en la figura 1-16) alejado del área funcional de la intersección, podemos observar que los tiempos de recorrido son menores que los obtenidos en el tramo AB, resultando por lo tanto una velocidad de recorrido mayor. Si para las mediciones solamente consideramos los vehículos que circulan libremente, es decir, sin la interacción con otros vehículos más lentos delante de ellos que le impidan circular a su velocidad deseada, obtenemos lo que se conoce como la velocidad a flujo libre.

Para determinar los tiempos de recorrido y la velocidad de recorrido, se considera el tiempo total para atravesar el tramo AB, incluyendo el tiempo mientras el vehículo está en movimiento y el tiempo cuando está detenido.

Ahora, si tomamos en cuenta solamente el tiempo mientras el vehículo está en movimiento, podemos obtener la velocidad de marcha para un vehículo cualquiera o la velocidad promedio de marcha para un grupo de ellos, aplicando ecuaciones similares a las 1-19 y 1-20, pero utilizando, en lugar los tiempos de recorrido, los tiempos mientras los vehículos están en movimiento.

Para determinar la velocidad promedio de recorrido o la velocidad promedio de marcha, se trabaja con una muestra de los vehículos, tanto los que siguen en verde como los que se detienen por causa de la luz roja o por la existencia de una cola de espera, para luego comparar el resultado obtenido con la velocidad a flujo libre, tal como se definió anteriormente. Ahora, si se quiere aplicar el método y las definiciones del HCM, es necesario considerar por separado la velocidad promedio de recorrido de los vehículos que no se detienen y pasan el semáforo en verde, y la velocidad promedio de los que se detienen y comparar entonces estos dos valores.

1.3.1 Mediciones de la velocidad a flujo libre

La velocidad a flujo libre es una velocidad de recorrido, pero también es una velocidad de marcha, ya que por definición no existen detenciones de los vehículos, y también es una velocidad puntual cuando se toma un tramo corto y uniforme; por lo tanto, para su medición se pueden utilizar los procedimientos empleados en la obtención de la velocidad puntual.

Así, por ejemplo, podemos utilizar los métodos de velocidad puntual desde un lugar fijo, empleando un radar o una filmadora, con la condición de considerar solamente los vehículos que se identifican como libres, es decir, cuya velocidad no está afectada por la de un vehículo más lento que vaya delante de ellos.

También podemos seleccionar una base relativamente corta y medir los tiempos que toman en recorrerla los vehículos libres. La longitud recomendada para esta base, según el *Manual of traffic engineering studies* (12), se indica en la siguiente tabla:

Velocidad promedio (km/h)	Longitud de la base (m)
Menos de 40	25
40 a 65	50
Mayor de 65	75

Hoy en día podemos tomar bases muy cortas, utilizando los detectores que emplean los equipos electrónicos de medición de volúmenes de tránsito con los cuales, además de los volúmenes, se identifican los tipos de vehículos, número de ejes, intervalos entre vehículos y velocidad de los mismos.

La muestra recomendada es la misma que para medición de velocidades puntuales, la cual se puede determinar utilizando la siguiente expresión (13), tomando siempre más de 30 vehículos:

$N = (SxK/E)^2$……..…… (ec. 1-21)

Donde:

N = Tamaño mínimo de la muestra

S = Desviación estándar estimada de la muestra (km/h)

K = Constante correspondiente al nivel de confianza deseado

E = Error permitido en la estimación de la velocidad

La constante K se obtiene de las tablas de probabilidades de la distribución normal, según se muestra a continuación:

Nivel de confianza (%)	Constante K
68,3	1,00
86,6	1,50
90,0	1,64
95,0	1,96
95,5	2,00
98,8	2,50
99,0	2,58
99,7	3,00

Un valor muy usado para el nivel de confianza es 95%, para el cual K es 1,96.

Radelat (14) da unas recomendaciones para la medición de la velocidad a flujo libre, tales como que la misma se debe medir donde y cuando existan condiciones similares al escenario donde esa velocidad se vaya a aplicar. Por ejemplo, si se va a analizar una intersección durante los períodos pico no se deben hacer las mediciones en horas

valle de muy escaso volumen de tránsito y con pocos peatones ni maniobras de estacionamiento. Entre otras cosas, también recomienda Radelat que no se incluyan en la muestra de vehículos libres los que van a la cabeza de los pelotones, pues estos suelen ir a menor velocidad a flujo libre que la mayoría de los demás y, por lo tanto, su inclusión para obtener la velocidad promedio a flujo libre de la muestra introducirá un sesgo.

Existe una bibliografía muy buena para estudiar los métodos de medición de velocidad puntual, entre la cual recomendamos la siguiente: *Manual of Traffic Engineering studies* (15), (y su traducción al español: *Manual de estudios de Ingeniería de Tránsito*) (16), y *Manual of Transportation Engineering studies* (17).

Si se utiliza el concepto de velocidad a flujo libre del manual de capacidad norteamericano (HCM), el procedimiento para su medición en campo es el mismo descrito arriba, con la diferencia de que los vehículos a los cuales se les mide la velocidad no son solamente los que se identifican como libres, sino que se toma una muestra de todo el grupo, en donde la velocidad está afectada por la interacción con otros vehículos, pero no por la intersección, por lo que el mejor lugar para hacer estas mediciones es un tramo fuera del área de influencia de la intersección.

1.3.2 Mediciones de la velocidad de recorrido

Existen varios métodos para medir los tiempos de recorrido, algunos de los cuales se describen a continuación:

a. Método del vehículo piloto

Se adiestra al conductor para que circule a una velocidad que a su juicio sea la velocidad promedio de la corriente de tráfico; mientras que un acompañante registra los tiempos cuando el vehículo pasa por los puntos de control previamente seleccionados. Se puede aprovechar el recorrido para medir también las demoras por tiempo de detención.

Hoy en día existen equipos electrónicos, incluyendo el uso de computadoras, que se instalan en los vehículos para registrar segundo a segundo las distancias recorridas, lo cual facilita enormemente la toma de datos y su posterior procesamiento.

Se deben hacer varios recorridos; el tamaño de la muestra depende del error tolerable para la velocidad media calculada, del nivel de confianza deseado y de la variabilidad de las observaciones.

El error tolerable depende del uso que se le van a dar a las mediciones; normalmente se toman los siguientes (18):

Planificación y estudios de necesidades viales: 4, 8 a 8, 0 km/h

Operación del tráfico, análisis de tendencias y evaluaciones económicas: 3, 2 a 6, 4 km/h.

Estudios de antes y después: 1, 6 a 4, 8 km/h

Como medida de variabilidad de las observaciones, se utiliza el rango promedio de la velocidad de marcha, el cual se calcula de la siguiente manera (19):

$$R = \sum A/(N-1) \quad \text{..... (ec. 1-22)}$$

Donde:

R = Rango promedio de la velocidad de marcha (km/h)

$\sum A$ = Sumatoria de las diferencias de velocidades de marcha de los distintos recorridos

N = Número de recorridos

Para un nivel de confianza de 95 %, el número mínimo de recorridos se puede obtener de la tabla 1-1:

Tabla 1-1. Número mínimo de recorridos para un nivel de confianza de 95 %

Rango promedio de la velocidad de marcha (R) (km/h)	Error tolerable (km/h)				
	± 2	± 3,5	± 5	± 6,5	± 8
5	4	3	2	2	2
10	8	4	3	3	2
15	14	7	5	3	3
20	21	9	6	5	4
25	28	13	8	6	5
30	38	16	10	7	6

Fuente: H. Douglas Robertson, Ph. D., P. E., Editor, Jospeh E. Hummer, Ph.D, P.E., Assistant Editor y Donna C. Nelson, Ph.D, P.E., Assistant Editor, ***Manual of Transportation Engineering Studies,*** 4ª edición, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1994), p. 55.

Para determinar el valor de R, se necesita la sumatoria de las diferencias de velocidades, $\sum A$. Para obtener esta diferencia se hacen inicialmente algunos recorridos (mínimo 2, pero recomendable 4); se determina la velocidad de marcha (km/h) para cada recorrido; se calculan las diferencias (valor absoluto) entre cada par de recorridos (entre el primero y el segundo; entre el segundo y el tercero; etc.); se calcula la sumatoria de estas diferencias, $\sum A$.

Luego se calcula R aplicando la ecuación 1-21, tomando para N el número de recorridos iniciales.

Con este valor de R se entra en la tabla 1-1, en la columna correspondiente al error tolerable, para obtener el tamaño mínimo de la muestra. Si el mismo resulta mayor que el número de recorridos iniciales, entonces se completa con recorridos adicionales.

b. Método de las placas

Se necesitan observadores en cada punto de control; cada uno registra las placas de los vehículos y el tiempo cuando pasan por cada punto, utilizando un grabador de voces (o si prefiere uno le dicta los datos a un ayudante que copia los mismos en una planilla preparada para ello).

Se graban o copian solamente los últimos 3 ó 4 dígitos de la placa; y cuando el volumen de tránsito es muy alto solamente se toma una muestra de los vehículos: por ejemplo, solamente las placas cuya última cifra es 0 (10 %) ó 0 y 1 (20 %).

Para el procesamiento de los datos se cotejan las placas en cada punto de control, y por diferencia de tiempos se obtienen los de recorrido.

Para determinar el tamaño de la muestra se puede aplicar la ecuación 1- 21, aunque se conoce que generalmente 50 placas son suficientes para obtener una adecuada precisión.

c. Utilizando filmadoras

El método es similar al de las placas, pero el observador en cada punto de control emplea una filmadora para registrar las placas y los tiempos (que los despliega la filmadora). En algunos casos, por la dificultad de identificar las placas, es necesario visualizar los vehículos por el color y otras características.

El procesamiento de los datos es un poco engorroso, pero con este método se obtienen muestras grandes y resultados satisfactorios.

Existen otros métodos que se pueden consultar en la bibliografía, recomendándose el *Manual of Traffic Engineering Studies* (20), (y su traducción al español) (21), y el *Manual of Transportaron Engineering Studies* (22).

La mayoría de los métodos de medición de tiempos de recorrido están diseñados para tramos largos de una vía, con puntos de control en las intersecciones y otros sitios de interés pero, igualmente, se pueden aplicar al caso de un tramo relativamente pequeño, con un punto antes y otro después de una intersección.

Sin embargo, el método del vehículo piloto es apropiado cuando se tiene un tramo suficientemente largo, mínimo de 1,5 km. El cálculo del tamaño de la muestra aplicando la tabla 1-1 se refiere a esta situación. Esta muestra no es apropiada para obtener los datos de una intersección semaforizada aislada ni de una en particular dentro del tramo en estudio, pues la gran variabilidad de los tiempos de recorrido (fundamentalmente, por la variación en las demoras por detención) requieren una muestra mucho mayor para obtener una precisión adecuada.

Es posible, sin embargo, utilizar el método del vehículo piloto en una intersección semaforizada aislada, para determinar el tiempo y la velocidad de marcha, y obtener por separado la demora por tiempo de detención aplicando un método como el que se describe en la siguiente sección.

1.3.3 Medición de demoras en intersecciones

a. Medición de la demora en campo en intersecciones reguladas por semáforos

La demora por tiempo de detención representa una alta proporción (casi la totalidad) de la demora total en una intersección regulada por semáforo.

Su estimación se puede llevar a cabo mediante modelos analíticos o de simulación, que son especialmente útiles para analizar condiciones futuras o esperadas después de un cambio en las condiciones actuales, a pesar de las deficiencias de estos modelos o de la cantidad de datos que requieren, para proporcionar resultados con la precisión deseada por el ingeniero de tránsito.

Para estimar la demanda para las condiciones actuales, aunque estos modelos tienen mucha aplicación, el ingeniero puede preferir, en algunas circunstancias, cuantificar las demoras midiéndolas directamente en campo.

En esta sección se describirá un procedimiento para medir la demora por tiempo en cola (23), pero que igualmente se puede utilizar para hacer mediciones de tiempo detenido o de demora por detención, con las adaptaciones propias a cada caso particular.

Las mediciones comienzan con la preparación de una planilla como la representada en la tabla 1-2, para hacer los registros de las observaciones, según se explica más abajo. La primera columna señala la hora y minuto cuando comienza cada serie de intervalos de las observaciones.

En la planilla de la tabla 1-2, los intervalos se han tomado cada 15 segundos, pero se pueden utilizar otros, siendo los más comunes 10, 15 y 20 segundos.

Para llevar a cabo las mediciones, participan varios observadores, apoyados con contadores manuales, mecánicos o electrónicos; tablas, cronómetros, laptops, etc., dependiendo de los recursos disponibles.

Para medición del tiempo en cola, un grupo de observadores cuenta y registra en cada casilla de la planilla, al final de cada intervalo de observación (cada 15 segundos en la planilla de la tabla 1-2), el número de vehículos que están dentro de la cola, los cuales incluyen:

- Vehículos que están detenidos en cola,
- Vehículos que dentro de la cola se están moviendo a velocidades muy bajas, menores de 10 km/h,
- Vehículos que en el momento de la observación se están uniendo a la cola, y
- Vehículos que en el momento de la observación se están comenzando a mover para salir de la línea de parada.

Las observaciones y la planilla correspondiente pueden estar referidas a un acceso completo con todos sus canales, o pueden referirse a una parte del mismo, por ejemplo, a cada canal por separado o a un grupo de ellos. Las mediciones se hacen durante los períodos de interés para el estudio, bien en horas pico o en horas valle.

Tabla 1-2. Planilla de campo para realizar las mediciones de demora por tiempo en cola

Hora de inicio	Número de vehículos en cola			
	Intervalos de observaciones (segundos)			
	+ 15	+ 30	+ 45	+ 60
7:30	0	5	2	1
7:31	5	10	7	4
7:32	9	14	11	8
7:33	11	14	9	4
7:34	7	10	5	2
7:35	4	8	5	2
7:36	6	10	6	3
7:37	7	10	7	4
7:38	7	11	8	5
7:39	6	9	4	0
7:40	4	8	5	2
7:41	6	10	7	4
7:42	7	11	7	4
7:43	6	7	2	0
7:44	4	7	3	0
TOTAL	89	144	88	43

Fuente: Cálculos propios. Planilla basada en H. Douglas Robertson, Ph. D., P. E., Editor, Jospeh E. Hummer, Ph. D, P. E., Assistant Editor y Donna C. Nelson, Ph. D., P. E., Assistant Editor, *Manual of Transportation Engineering Studies*, 4a edición, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1994), p. 71.

Para la estimación de la demora por tiempo en cola se asume que los vehículos contados al final de cada intervalo han permanecido en la cola durante todo el intervalo, por ejemplo, los 7 vehículos registrados al final del intervalo 7:31:45 permanecieron 15 segundos en la cola.

De esta manera podemos calcular la demora de tiempo en cola para todos los vehículos de la siguiente manera:

Llamando Vc = Sumatoria de todos los vehículos que estuvieron en cola
Para el ejemplo Vc = 89 + 144 + 88 + 43 = 364 vehículos
Demora total en cola = 364veh x 15 s = 5.460 veh-s

Generalmente, interesa saber la demora promedio por vehículo que llega a la intersección, para lo cual un segundo grupo de observadores hace un conteo de los vehículos que llegan, registrando el total durante el tiempo de duración del estudio, en este caso 15 minutos (desde las 7:30 hasta las 7:45). Para este conteo se deben diferenciar los vehículos que se detienen una o más veces y los vehículos que siguen de largo, utilizando una planilla como la que se muestra en la tabla 1-3.

Tabla 1-3. Planilla de campo para el conteo de los vehículos que llegan a la intersección

Período de conteo	Vehículos que se detienen	Vehículos que no se detienen	Total
7:30 a 7:45	98	141	239

Nótese que el total de vehículos que llega durante los 15 minutos del estudio es 239, mientras que, según la planilla de la tabla 1-2, el total de vehículos que estuvieron en cola es de 364 vehículos, lo cual se explica porque algunos vehículos se detuvieron varias veces mientras estuvieron en la cola y fueron contados en distintos intervalos.

Los vehículos que no se detienen se cuentan en el momento cuando pasan por la línea de parada, mientras que los vehículos que se detienen se cuentan en el momento cuando se unen a la cola y se detienen por primera vez.

La demora promedio se puede calcular por vehículo que llega a la intersección o por vehículo que se detiene, de la siguiente manera:

Demora en cola promedio por vehículo que llega = 5.460 veh-s/239 veh = 22,8 s

Demora en cola promedio por vehículo que se detiene = 5.460 veh-s/98 veh = 55,7 s

Como se puede observar, este procedimiento se aprovecha para obtener otra medida de efectividad, como lo es el porcentaje de vehículos que se detienen, que para el ejemplo es (98/239) x 100 = 41%.

En la tabla 1-2 vemos que en el primer intervalo del período de medición (7:30:15), el número de vehículos en cola es cero, lo cual también implica que a las 7:30:00 la cola era nula, que es la situación ideal para comenzar el estudio, ya que estamos interesados en medir la demora que le ocurre a los vehículos que llegan durante el período de medición y no a los que llegaron antes.

Si en un estudio tenemos que empezar las mediciones con una cola de vehículos al inicio de los conteos (7:30:00, en el ejemplo), al hacer los registros en los intervalos de observación (7:30:15, 7:30:30, etc.), no se debe incluir ese número de vehículos, y se debe anotar en la planilla solamente los vehículos que están en cola pero que llegaron después de las 7:30:00, lo cual requiere un poco de cuidado para reconocer los que estaban en cola, y resulta relativamente fácil cuando la cola es corta, pero se dificulta más cuando ésta es larga.

Igualmente, observamos en la tabla 1-2 que en el último intervalo de observación (7:44:60) también el número de vehículos en cola es cero, lo cual significa que todos los vehículos que llegaron durante el período de medición (7:30 a 7:45) es igual al número de vehículos que salió de la intersección, lo que resultaría ideal para obtener la demora total y el promedio por vehículo con la mayor precisión posible.

Si en un estudio encontramos que en el último intervalo existen vehículos en cola, que lógicamente llegaron durante el período de medición (7:30 a 7:45), pero todavía no han salido de la intersección, es decir, todavía están demorados, debemos considerarlos para el cálculo de la demora. En la siguiente tabla se muestra un ejemplo que ilustra esta situación:

Hora de inicio	Número de vehículos en cola			
	Intervalos de observaciones (segundos)			
	+ 15	+ 30	+ 45	+ 60
7:44				10
7:45	10	10	4	0

Supongamos que en el intervalo 7:44:60 quedó una cola de 10 vehículos. A partir de aquí ya no se hacen más conteos de vehículos llegando, pues el período de medición terminó a las 7:45, pero debemos continuar incluyendo estos 10 vehículos en intervalos sucesivos hasta que todos hayan salido de la intersección, y al final calcular la demora

adicional, que en este caso es : (10 + 10 + 4 + 0)x15 = 360 veh-s, que se lo debemos sumar a la demora total en cola (5.460 veh-s en el ejemplo resuelto arriba).

El monitoreo de los vehículos que quedaron en cola al finalizar el período de conteo es relativamente fácil cuando la cola es corta, pero puede resultar difícil para colas largas.

Cuando el número de vehículos en cola en cada intervalo de medición es relativamente grande, puede ser necesario colocar varios operadores repartidos a lo largo del acceso, para controlar, contar y registrar dichos vehículos, lo que puede resultar costoso. Algunas veces la existencia de árboles, postes u otros elementos físicos pueden servir como puntos de referencia para estimar la longitud de la cola. En algunas ocasiones se puede utilizar una filmadora, aunque el procesamiento de los datos en la oficina puede resultar engorroso. También se puede utilizar un procedimiento empleando la técnica de entrada-salida (input-ouput), el cual se describe más adelante.

b. Método del HCM para estimar la demora medida en campo en intersecciones reguladas por semáforo

El HCM (24), una vez cuantificada la demora total en cola (5.460 veh-s en el ejemplo que estamos desarrollando), calcula la demora en cola promedio por vehículo que llega, de la siguiente manera:

Demora en cola promedio por vehículo que llega = (Demora total/veh que llegan) x 0, 90
Para el ejemplo:

Demora en cola promedio por vehículo que llega = (5460/239) x 0, 90 = 20, 6 s

Donde el ajuste de 0,90 es un factor empírico que toma en cuenta los errores que puedan ocurrir en las mediciones, y que según el HCM tienden a sobreestimar el valor real de la demora.

El procedimiento que hemos descrito para la medición de los vehículos en cola no considera la demora de aquellos vehículos que deceleran corriente arriba cuando se acercan a la intersección, y tampoco toma en cuenta la demora que ocurre mientras los vehículos aceleran al salir de la intersección, antes de recuperar la velocidad.

La suma de la demora por tiempo en cola más esta demora por deceleración y aceleración, es lo que en el HCM se denomina la demora por control, y para obtenerla el manual calcula un factor de corrección que se le agrega a la demora en cola promedio por vehículo que llega (20,6 s en el ejemplo). Este factor se obtiene de la tabla 1-4.

Tabla 1-4. Factor de corrección por demora de deceleración y aceleración

Velocidad a flujo libre (km/h)	Número promedio de vehículos que se detienen por canal en cada ciclo		
	≤ 7	8 A19	20 a 30
≤ 60	+ 5	+ 2	- 1
> 60 a 71	+ 7	+ 4	+ 2
> 71	+ 9	+ 7	+ 5

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HCM 2000*, (Washington, D.C.: National Research Council, 2000), pp. 16-91.

Supongamos que el ejemplo que estamos estudiando trata de un grupo de 2 canales, y que la velocidad a flujo libre es de 62 km/h y la longitud del ciclo de 70 segundos.

Esto significa que en los 15 minutos de medición ocurren 15x60/70 = 12,9 ciclos.

Número promedio de vehículos que se detienen por canal en cada ciclo =
98 veh/12,9 ciclos x 2 canales = 4.

Entramos en la tabla 1-4 con la velocidad de 62 km/h y 4 vehículos que se detienen, y encontramos que el factor de corrección es +7.

Según el HCM, la demora para corregir por deceleración y aceleración se obtiene de la siguiente manera:

Demora por corrección de deceleración y aceleración = Proporción de vehículos que se detienen x factor de corrección.

Para el ejemplo, la proporción de vehículos que se detienen es 0,41 (41%), por lo tanto:
Demora por corrección de deceleración y aceleración = 0,41 x 7 = 2,9 segundos.

Luego, calculamos la demora por control por la siguiente expresión:

Demora por control = Demora en cola promedio por vehículo que llega + demora por corrección de deceleración y aceleración.

Para el ejemplo tenemos:

Demora por control = 20,6 + 2,9 = 23,5 segundos.

El HCM utiliza la demora por control para definir los niveles de servicio en las intersecciones reguladas por semáforos (25), según la tabla 1-5:

Tabla 1-5. Niveles de servicio, según el HCM, en intersecciones reguladas por semáforos

Nivel de servicio	Demora por control (segundos)
A	0 - 10
B	> 10 - 20
C	> 20 - 35
D	> 35 - 55
E	> 55 - 80
F	> 80

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HCM 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 16-2.

En el ejemplo, el grupo de canales está operando a nivel de servicio C.

1.3.4 Mediciones de la demora en campo en intersecciones no reguladas por semáforos

En las intersecciones reguladas por señales de Pare o de Ceda el paso, no es apropiado considerar la medición de la demora por detención o la demora por tiempo en cola, por lo difícil que esto resulta, y entonces es preferible medir la demora total, considerando un punto antes y otro después de la intersección, fuera del área funcional de la misma, medir el tiempo de recorrido real y restarle el tiempo de recorrido equivalente a la velocidad a flujo libre.

Si queremos utilizar el HCM para analizar la operación de la intersección, se emplea entonces la demora de control, en donde al tiempo de recorrido entre los dos puntos seleccionados se le resta el tiempo de recorrido equivalente a la velocidad a flujo libre según la definición dada de la misma por el manual (velocidad del vehículo "2" en la figura 1-16).

Según el HCM (26), en los accesos regulados por señal de Pare, el nivel de servicio se obtiene utilizando la tabla 1-6:

Tabla 1-6. Niveles de servicio, según el HCM, en intersecciones reguladas por señal de Pare

Nivel de servicio	Demora por control (segundos)
A	0 - 10
B	> 10 - 15
C	> 15 - 25
D	> 25 - 35
E	> 35 - 50
F	> 50

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, *HCM 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 17-2.

1.3.5 Mediciones de la demora en campo en intersecciones reguladas por semáforo, utilizando la técnica de entrada-salida

La técnica entrada-salida (input-output) (27) puede resultar útil para la medición del tiempo de demora cuando las colas son tan largas que dificultan la aplicación del procedimiento descrito anteriormente.

Para su aplicación, se prepara una planilla como la indicada en la tabla 1-7.

Tabla 1-7. Mediciones de la demora por tiempo en cola utilizando la técnica entrada-salida

Intervalo de medición	Número de vehículos que llegan	Acumulado de vehículos que llegan	Número de vehículos que salen	Acumulado de vehículos que salen	Longitud de la cola (número de vehículos)	Demora por tiempo en cola (vehículos-segundos)
8:00 – 8:01	20	20	20	20	0	0
8:01 – 8:02	35	55	30	50	5	300
8:02 – 8:03	40	95	27	77	18	1080
8:03 – 8:04	25	120	29	106	14	840
8:04 – 8:05	18	138	29	135	3	180
8:06 – 8:07	20	158	23	158	0	0
8:07 – 8:08	36	194	27	185	9	540
8:08 – 8:09	37	231	28	213	18	1080
8:09 – 8:10	45	276	30	243	33	1980
8:10 – 8:11	30	306	29	272	34	2040
8:11 – 8:12	15	321	30	302	19	1140
8:12 – 8:13	14	335	29	331	4	240
8:13 – 8:14	12	347	16	347	0	0
8:14 – 8:15	10	357	10	357	0	0
TOTAL	357		357			9.420

Las mediciones se realizan con el apoyo de observadores, utilizando contadores manuales o electrónicos, tablas, cronómetros, laptops, etc., dependiendo de los recursos disponibles.

Las observaciones y la planilla correspondiente pueden estar referidas a un acceso completo con todos sus canales, o pueden referirse a una parte del mismo, por ejemplo, a cada canal por separado o a un grupo de ellos. Las mediciones se hacen durante los períodos de interés para el estudio, bien en horas pico o en horas valle.

Las mediciones se hacen en intervalos que no sean grandes, se pueden hacer ciclo a ciclo, o minuto a minuto, como se indica en la planilla de la tabla 1-7.

La primera columna de la planilla contiene los intervalos seleccionados. En la segunda columna se anotan los vehículos que llegan en cada intervalo, y en la tercera los acumulados. En la cuarta columna se registran los vehículos que salen de la intersección en cada intervalo, y en la quinta los acumulados.

En la sexta columna se colocan los valores calculados de la cola, la cual se obtiene, para cada intervalo de medición, como la diferencia entre el acumulado de los vehículos que llegan y el acumulado de los vehículos que salen.

Para la estimación de la demora por tiempo en cola, se asume que los vehículos registrados en cada intervalo han permanecido en la cola durante todo el intervalo, por ejemplo, los 5 vehículos correspondientes al intervalo 8:01 a 8:02 permanecieron 60 segundos en la cola, resultando una demora por tiempo en cola de 5x60 = 300 veh-s. Los resultados se muestran en la última columna.

La demora por tiempo en cola es 9.420 veh-s, y la demora promedio por vehículo que llega es de 9.420 veh-s/357 veh = 26,4 s.

En el ejemplo mostrado en la tabla 1-7, al comienzo de las observaciones no hay vehículos en cola. Si inicialmente (8:00) existe una cola de vehículos, que llegaron antes del período de medición, hay que tener cuidado de comenzar el conteo de los vehículos que salen de la intersección después de que los que estaban en cola hayan salido, lo que puede resultar engorroso cuando la cola es larga.

Así mismo, si al final del período de medición (8:15) queda una cola de vehículos (que llegaron durante el período de medición), se deben continuar los conteos de los vehículos que salen hasta que aquellos hayan desalojado la intersección, lo cual también amerita cuidado, sobre todo cuando la cola es larga.

El procedimiento de campo, empleando la técnica entrada-salida, es apropiado cuando existen largas colas, pero si estas son muy largas, o sobrepasan la intersección corriente arriba, también puede resultar impráctico su aplicación.

Cuando se aplica este procedimiento, para la medición de la demora, también se puede aprovechar para obtener información sobre los vehículos que se detienen y los vehículos que no se detienen, y determinar el porcentaje de los que se detienen, que es otra medida de eficiencia utilizada en el análisis de las intersecciones.

1.3.6 Medición de la longitud de cola en las intersecciones

Durante los estudios de demoras en intersecciones se mide, en cada intervalo de observación, la longitud de la cola, lo cual permite conocer el comportamiento de la misma. Cuando se forman colas largas, estas mediciones generalmente son suficientes para conocer su evolución.

Para definir los vehículos que están en colas, se consideran aquellos que están detenidos o los que se están moviendo a velocidades muy bajas (menores a 10 km/h).

Cuando las colas que se forman en una intersección regulada por semáforo son cortas o intermedias, generalmente el ingeniero de tránsito está interesado en conocer las longitudes máximas de las mismas en el acceso en estudio, así como la eficiencia del ciclo y de la fase verde para disipar las mismas. En estos casos se deben hacer los registros al inicio de la fase verde y al final del intervalo amarillo. Las mediciones al inicio de la verde proporcionan las longitudes máximas de la cola durante el período de estudio, mientras que las mediciones al final del intervalo amarillo permiten conocer la eficiencia del semáforo para disiparla, así como el remanente de la misma. Es importante anotar si la cola se disipa antes de que finalice la fase verde.

En intersecciones controladas por señal de Pare o de Ceda el paso, las mediciones se hacen en intervalos regulares, cada 30 segundos o cada minuto.

Las mediciones obtenidas en campo se procesan luego para obtener el promedio, así como los percentiles 90 y 95 (o cualquier otro), que son otra medida de eficiencia de interés para analizar las condiciones de operación de la intersección. También se utilizan para determinar longitudes apropiadas de canales de giro; para determinar el área funcional de la intersección, según lo estudiaremos más adelante en otra sección; y para estudiar la influencia de la longitud de la cola en el funcionamiento de accesos y de intersecciones cercanas.

1.4 Descripción microscópica de las corrientes vehiculares

Las variables microscópicas de una corriente de tráfico se refieren a las características: longitud, velocidad y aceleración de cada vehículo, y su relación espacial, de tiempo, de velocidad y de aceleración con otros vehículos.

1.4.1 Espaciamiento

Si en un instante "t" observamos dos vehículos consecutivos en un canal de una vía (por ejemplo, tomamos una fotografía), podemos establecer las siguientes relaciones "espaciales", ilustradas en la figura 1-19.

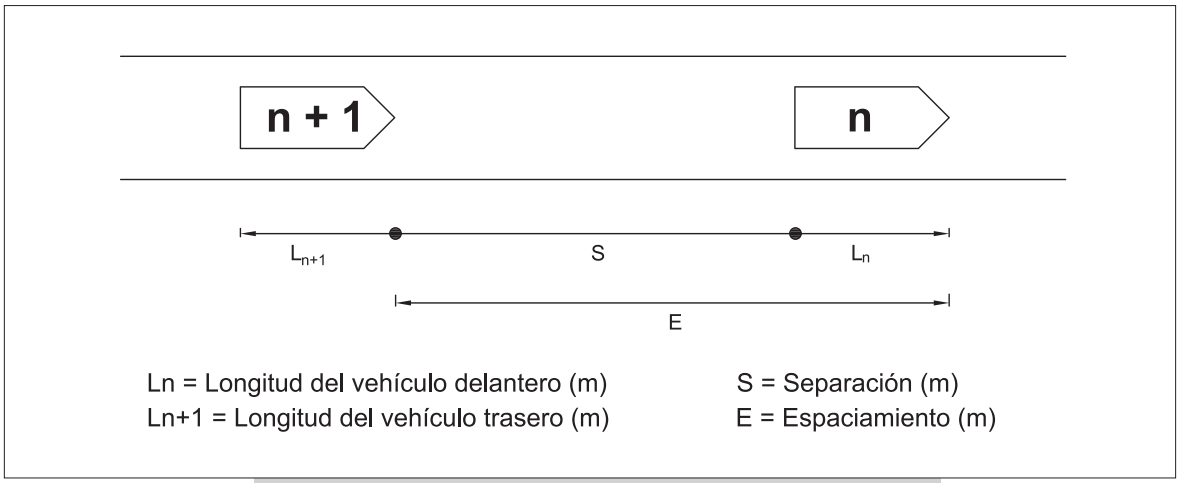


Figura 1-19 Relaciones espaciales de dos vehículos

Se define el espaciamiento, expresado en metros, E, como la distancia entre un punto cualquiera del vehículo delantero, n, y el punto semejante en el vehículo trasero, n + 1. Generalmente, estos puntos son los bordes delanteros de cada vehículo; pero igualmente se pueden escoger los bordes traseros de los mismos.

En la figura 1-19 vemos que el espaciamiento está formado por dos componentes: la separación y la longitud del vehículo delantero.

$E = S + L_n$ ..... (ec. 1-23)

Donde:

E = espaciamiento (m)

S = separación (m)

L_n = Longitud del vehículo delantero (m)

La separación, S, se define como la distancia (en metros) entre el borde trasero del vehículo delantero, n, y el borde delantero vehículo trasero, n + 1.

La expresión 1-23 es válida si se seleccionan los bordes delanteros para definir el espaciamiento; en cambio, si se escogen los bordes traseros esta expresión será: $E = S + L_{n+1}$. Aunque teóricamente tenemos dos resultados diferentes, en la práctica esto no tiene mayor importancia, pues casi siempre estamos interesados en el análisis de muchos pares de vehículos dentro de la corriente.

Si se observan todos los pares de vehículos, o un número muy grande de ellos, en un canal en un instante dado, veremos que, en general, los espaciamientos son diferentes, y entonces se puede obtener su promedio:

$\bar{E} = \sum E_i/N$..... (ec. 1-24)

Donde $\bar{E}$(m) es el espaciamiento promedio; E_i(m) cada uno de los espaciamientos observados; y N el número de observaciones.

Conocido el espaciamiento promedio, $\bar{E}$, se puede calcular el número de vehículos presentes en una longitud de canal de 1 kilómetro (1.000 metros): $1.000/\bar{E}$; que se corresponde con la densidad (número de vehículos en 1 km de vía), tal como se definió en una sección anterior.

Densidad (veh/km) = $D = 1.000/\bar{E}$..... (ec. 1-25)

Lo que indica que existe una estrecha relación entre la variable macroscópica densidad y la variable microscópica espaciamiento.

El espaciamiento entre pares de vehículos es una medida de la capacidad de la vía, pero también está relacionada con la calidad de servicio (nivel de servicio) y con la seguridad. Si los vehículos están muy separados, los conductores se sentirán muy confortables y podrán realizar con bastante facilidad algunas maniobras, tales como cambios de canal. En estos casos la seguridad también es alta, debido a la menor probabilidad de conflictos con otros vehículos.

Pero, por otra parte, espaciamientos grandes también significa pocos vehículos en la vía y, por lo tanto, el número que puede pasar por un punto, durante un período de tiempo estipulado, será pequeño, es decir, que la productividad es baja. Si queremos aumentar esta productividad, podemos pensar en reducir los espaciamientos para que quepan más vehículos y, por lo tanto, pasen más por el punto dado, durante el tiempo establecido; lo cual es verdad hasta cierto momento, ya que cuando los vehículos están muy separados podrán circular a velocidades relativamente altas y pasan rápidamente; mientras que al disminuir un poco el espaciamiento caben más vehículos y la velocidad todavía se mantiene alta, y el resultado será más vehículos en la vía pasando todavía rápidamente por el punto seleccionado, aumentando el volumen de tránsito.

Pero si continuamos disminuyendo el espaciamiento, la velocidad disminuirá cada vez más, pues los conductores requieren poner mayor atención y pueden tener que disminuir su velocidad y, además, la cercanía de los vehículos obliga también a una reducción de la misma, y llegará un momento en que lo que se gana con mayor número de vehículos presentes en la vía no compensará la disminución de velocidad y la rapidez con que pasan por el punto de observación, resultando entonces una disminución del volumen que puede pasar. El espaciamiento en el que ocurre esta situación es llamado el espaciamiento crítico, que está relacionado con la densidad crítica, tal como se definió anteriormente:

Densidad crítica = 1.000/espaciamiento crítico promedio... (ec. 1-26)

Aunque los espaciamientos y separaciones son fácilmente apreciables por los conductores, su medición generalmente resulta complicada, y el ingeniero prefiere trabajar con los conceptos de intervalo, brecha y paso, que se definen a continuación.

1.4.2 Intervalo

Se define el intervalo (segundos), H, como el tiempo que transcurre entre el momento en que un punto cualquiera del vehículo delantero, n, pasa por una línea transversal de una vía y el momento en que el punto semejante del vehículo trasero, n + 1, pasa por dicha línea. Generalmente, los puntos seleccionados son los bordes delanteros de los vehículos, por ser de fácil apreciación; pero en algunas circunstancias puede resultar ventajoso escoger los bordes traseros.

El intervalo está formado por dos componentes (28): la brecha y el paso:

Intervalo = brecha + paso del vehículo delantero…..... (ec. 1-27)

La brecha se define como el tiempo, en segundos, que transcurre entre el momento en que, por un punto de una vía, pasa el borde trasero del vehículo delantero, n, y el momento en que pasa el borde delantero del vehículo trasero, n + 1.

El paso (también llamado tiempo de ocupación) se define como el tiempo, en segundos, requerido para que un vehículo recorra su propia longitud.

El intervalo, brecha y paso se relacionan con el espaciamiento, separación y longitud de los vehículos, mediante la velocidad a la que circula cada uno de ellos. Con la ayuda de la figura 1-19 podemos ilustrar las siguientes relaciones:

H = B + Paso del vehículo delantero …….…….…… (ec. 1-28)

$H = E/U_{n+1}$ ……..…… (ec. 1-29)

$B = S/U_{n+1}$……..…… (ec. 1-30)

Paso del vehículo delantero = L_n / U_n……..…… (ec. 1-31)

Donde:
n = Vehículo delantero
n+1 = Vehículo trasero
H(s) = Intervalo entre el vehículo delantero y el vehículo trasero
B(s) = Brecha entre el vehículo delantero y el vehículo trasero
U_n (m/s) = Velocidad del vehículo delantero
U_{n+1}(m/s) = Velocidad del vehículo trasero

Estas expresiones son válidas cuando se seleccionan los bordes delanteros para definir el intervalo, pero si se escogen los bordes traseros las expresiones serían: H = B + Paso del vehículo trasero; $H = E/U_{n+1}$; $B = S/U_{n+1,}$ y Paso del vehículo trasero = L_{n+1}/ U_{n+1}.

Aunque teóricamente tenemos dos resultados diferentes, en la práctica esto no tiene mayor importancia, pues casi siempre estamos interesados en el análisis de muchos pares de vehículos dentro de la corriente.

Si se observan todos los pares de vehículos, o un número grande de ellos, que pasan por un punto seleccionado de un canal de una vía, vemos que, en general, los intervalos y las brechas son diferentes, y entonces podemos obtener sus promedios:

$$\overline{H} = \sum H_i/N \quad \text{..... (ec. 1-32)}$$

Donde:
$\overline{H}$: Intervalo promedio
H_i: Cada uno de los intervalos observados
N: Número de observaciones

Conocido el intervalo promedio, se puede calcular el volumen de tráfico (o la rata de flujo) durante una hora (3.600 segundos).

$$V(veh/h) = 3.600/\ \overline{H}\ (s) \quad \text{..... (ec. 1-33)}$$

Vemos entonces que existe una estrecha relación entre la variable macroscópica volumen con la variable microscópica intervalo.

Aunque los conductores tienen una mayor apreciación de los espaciamientos, el ingeniero de tránsito prefiere manejar los intervalos, tanto por su mayor facilidad de medición como por la mejor interpretación en cuanto a su relación con la capacidad y con aspectos relativos a la seguridad.

1.4.3 Brecha e intervalo de seguimiento

Consideremos dos vehículos: n (delantero) y n+1 (trasero), que circulan, suficientemente separados, por un canal de una vía de tráfico continuo, pero la velocidad del vehículo trasero, U_{n+1}, es mayor que la del vehículo delantero, U_n, y en algún momento este será alcanzado, tal como se muestra en el diagrama espacio-tiempo ilustrado en la figura 1-20.

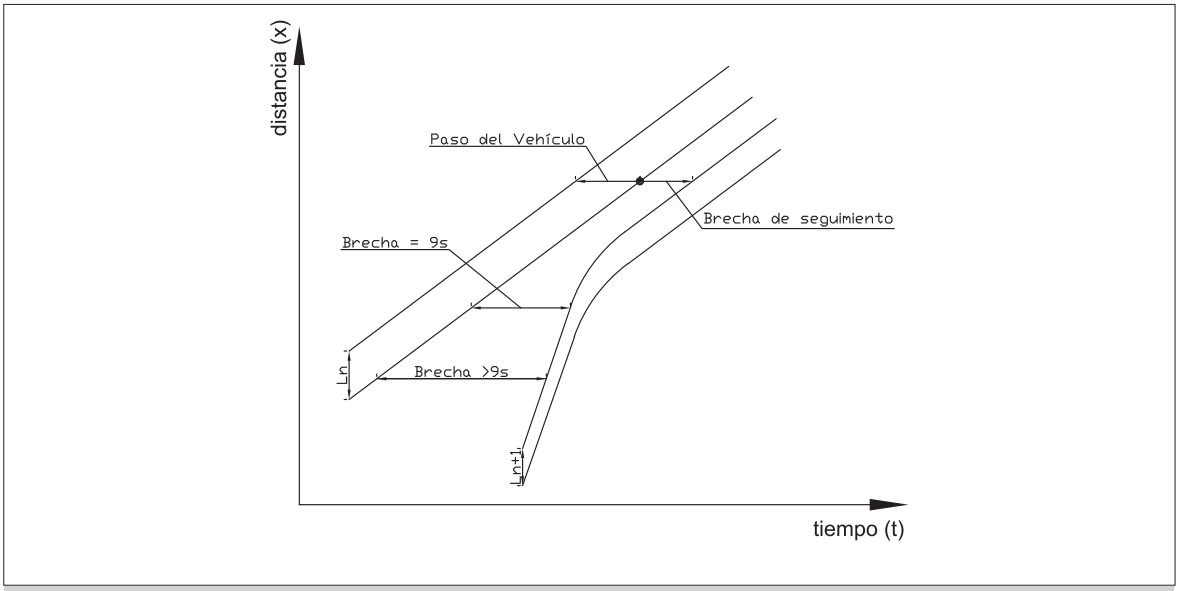


Figura 1-20 Diagrama espacio-tiempo, ilustrando la trayectoria de dos vehículos consecutivos
Fuente: Basada en Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), p. 135.

Cuando la brecha es muy grande, el vehículo trasero circula libremente (o a flujo libre, según la definición dada en secciones anteriores). Cuando esta brecha alcanza un valor cercano a 9 segundos, algunos conductores comienzan a sentirse afectados por la velocidad del vehículo delantero y realizan algunos ajustes a su velocidad. A medida que la brecha disminuye, un mayor número de conductores se sienten afectados; hasta que se alcanza el llamado intervalo de seguimiento, cuando la totalidad de los conductores están restringidos y adoptan una velocidad muy parecida a la del vehículo que tienen delante, para no chocar ni alejarse demasiado del mismo (29).

El intervalo de seguimiento está muy relacionado con la capacidad de la vía, pues entre más pequeño sea mayor será la rata de flujo (Máxima rata de flujo = 3.600/ $\overline{H}$).

Considérese, por ejemplo, que el intervalo promedio de seguimiento es $\overline{H}$ = 2 segundos; entonces la máxima rata de flujo es: Máximo V = 3.600/2 = 1.800 veh/h.

En cambio, si el intervalo de seguimiento promedio es $\overline{H}$ = 1,6 segundos, la máxima rata de flujo será: Máximo V = 3.600/1,6 = 2.250 veh/h.

Si se lograran intervalos bastante pequeños, se tendrían ratas de flujo muy altas, pero hay dos aspectos muy importantes que impiden que esto ocurra: la comodidad y la seguridad. Cuando los conductores mantienen intervalos muy pequeños, tienen que estar demasiado atentos a cualquier cambio en la velocidad del vehículo delantero, lo cual puede ocurrir solamente en períodos muy cortos, pues tal condición resulta estresante.

Por otra parte, si los intervalos son muy pequeños, una deceleración más o menos brusca o de frenado del vehículo delantero puede ocasionar un choque trasero, si no existe la suficiente distancia para que el de atrás frene.

Cuando un grupo de vehículos viaja uno detrás del otro, con intervalos de seguimiento, se dice que viajan en pelotón.

Las brechas de seguimiento (o los intervalos de seguimiento) que adoptan los conductores dependen de factores relacionados con las características fisiológicas y síquicas de los mismos, de su edad, de su estado de ánimo en un momento dado, y de la percepción que estos tienen frente al riesgo; así como de las características de la vía, de los vehículos y del ambiente circundante.

Se han formulado muchas teorías para estimar la brecha de seguimiento (o el intervalo de seguimiento). En primer lugar se sabe que, por la experiencia que tienen los conductores, estos mantienen brechas de seguimiento que les garanticen tiempo suficiente para frenar. Si el vehículo trasero ve las luces de freno del delantero, transcurre un tiempo para percibir, interpretar, actuar (decelerar, aplicar los frenos o cambiarse de canal), y de respuesta del vehículo a la acción del conductor. Este tiempo es el llamado tiempo de reacción.

El tiempo de reacción depende, entre otros factores, de las características y condiciones del conductor, de la vía, del ambiente circundante, y de la situación particular de operación del tráfico. Cuando los conductores están afrontando situaciones relativamente simples y están muy alertas, porque en cualquier momento pueden requerir frenar, la AASHTO (30) señala que los tiempos mínimos de reacción que se han observado están en el orden de 0,64 segundos.

También indica la AASHTO que cuando el conductor está sometido a circunstancias más complicadas, como puede ser el caso de intersecciones complejas, o a la existencia de distintas fuentes de información (señales, semáforos, etc.) que puedan resultar confusas, el tiempo mínimo de reacción está en el orden de 1,64 segundos.

Por otra parte, la AASHTO señala que el percentil 90 de los tiempos de reacción, encontrado en diferentes estudios, es de 2,5 segundos, cuando los conductores actúan en circunstancias simples y en estado de alerta; pudiendo ser mayor en situaciones más complejas.

Una de las primeras teorías relacionadas con el comportamiento de los vehículos, cuando están en una situación de seguimiento, se le debe a Pipes, quien basándose en una "regla de manejo" del Código de Manejo de California, formuló la hipótesis de que el conductor deja una separación, respecto al vehículo delantero, equivalente a un vehículo por cada 16 km/h de velocidad, lo cual equivale a la siguiente expresión (31):

$$S = (U_{n+1}/16)xL_{n+1} \quad \text{..... (ec. 1-34)}$$

Donde:
S = Separación (m) cuando un vehículo está siguiendo a otro
U_{n+1} = Velocidad (km/h) del vehículo trasero
L_{n+1} = Longitud (m) del vehículo trasero

Podemos calcular la brecha, aplicando las ecuaciones 1-30 y 1-34:

$B = S/(U_{n+1}/3,6)$

$S = (U_{n+1}/16)xL_{n+1}$

De donde obtenemos:

$B = (3,6/16)xL_{n+1} = 0,225xL_{n+1}$
(El factor 3,6 es para transformar la velocidad de km/h a m/s).

Considerando un vehículo de longitud 5 metros, se obtiene que:

Brecha = B = 0,225x5 = 1,13 segundos.

Aplicando la ecuación 1-28 tenemos que:

H = B + Paso del vehículo delantero …… (ec. 1-28)

B = 1,13

Paso del vehículo delantero (ec. 1-31) = L_n / U_n
Intervalo = $H = 1,13 + L_n/(U_n/3,6) = 1,13 + 18/U_n$
(El factor 3,6 es para transformar la velocidad de km/h a m/s).

Sustituyendo en esta expresión, vemos que para una velocidad de 20 km/h el intervalo de seguimiento es H = 2,03 segundos; mientras que para una velocidad de 50 km/h es de H = 1,49 segundos.

Se puede ver que, según el modelo de Pipes, a medida que aumenta la velocidad el intervalo de seguimiento disminuye, lo cual teóricamente significa que a más velocidad mayor es la rata de flujo, V:

V (veh/h) = 3.600/ H(s) …….…… (ec. 1-33)

para U = 20 km/h V = 3.600/2,03 = 1.773 veh/h; y para U = 50 km/h V = 3.600/1,49 = 2.416 veh/h.

Esto se cumple a velocidades bajas, puesto que casi todos los vehículos se agrupan en pelotones y mantienen sus intervalos cerca del mínimo, y al aumentar la velocidad ocurre que el intervalo disminuye, con el consecuente incremento de la rata de flujo; pero para velocidades por encima de un rango medio se observa que no todos los vehículos viajan a la misma velocidad ni todos los vehículos mantienen los intervalos mínimos dados por el modelo de Pipes. Por otra parte, aunque teóricamente la rata de flujo continúa aumentando al incrementar la velocidad, en el mundo real la capacidad se alcanza en un rango de velocidades en el orden de 48 a 64 km/h (32).

Además, en la práctica se observa que, para el rango de velocidades entre 24 y 56 km/h, los intervalos medidos en campo son, en general, algo mayores que los que resultan de la aplicación del modelo de Pipes; y son todavía más grandes cuando las velocidades están en rangos superiores (33).

Otro modelo, propuesto por Forbes, establece que el intervalo de seguimiento está dado por:

H de seguimiento = Tiempo de reacción + Paso del vehículo delantero

Los resultados que se obtienen con este modelo son similares a los del modelo de Pipes; encontrándose una correspondencia muy cercana entre los resultados teóricos dados por el modelo y las observaciones de campo para el rango medio de velocidades; pero diferenciándose mucho para velocidades más bajas y para velocidades más altas en donde los intervalos reales son mayores (34).

Otros modelos propuestos, para analizar los intervalos de seguimiento de vehículos, establecen que cuando el vehículo delantero realiza una acción (acelerando o decelerando), llamada estímulo, en el vehículo trasero se produce una respuesta (modificando su velocidad), siendo esta respuesta proporcional al estímulo, con un factor de proporcionalidad llamado sensibilidad, de tal manera se cumple que:

Respuesta = sensibilidad x estímulo ..... (ec. 1-35)

Un modelo matemático, que se adapta a esta teoría, viene expresado de la siguiente manera (35):

$$U_{n+1}(t + \Delta t) = \alpha \times [\, U_n(\, t\,) - U_{n+1}(\, t\,)\,] \quad \text{..... (ec. 1-36)}$$

Esta ecuación se interpreta de la siguiente manera: consideremos que el vehículo trasero, n+1, está siguiendo al vehículo delantero, n, a la misma velocidad, es decir $U_{n+1} = U_n$; en un instante t el vehículo delantero ejecuta una acción, acelerando o decelerando (estímulo), y modifica su velocidad, de tal manera que las velocidades de los dos vehículos se hacen diferentes, es decir, $U_n(\, t\,) \neq U_{n+1}(\, t\,)$. El vehículo trasero, n +

1, reacciona (respuesta) un cierto tiempo Δt más tarde, modificando su velocidad hasta el valor U_{n+1} (t + Δt), tratando de mantener la velocidad relativa, entre su vehículo y el que está delante, tan pequeña como sea posible; siendo esta respuesta el producto de la diferencia de velocidades por el factor α (sensibilidad).

Δt representa el tiempo de reacción, y la sensibilidad α depende fundamentalmente de las características y condiciones del conductor, de lo que él desea y de lo que es posible, de las restricciones de los vehículos, de la vía y de las condiciones imperantes, así como de la separación entre los vehículos.

Estos modelos teóricos han constituido un aporte muy valioso para comprender las relaciones microscópicas de las corrientes de tránsito pero, desafortunadamente, sus resultados no mantienen una correspondencia convincente con los valores obtenidos en campo.

A partir de mediciones realizadas en diferentes corrientes de tráfico, se ha podido extraer algunos valores de utilidad. Se sabe, por ejemplo, que la mayoría de los conductores, en corrientes de tráfico continuo, cuando están en el modo de seguimiento de vehículos, dejan intervalos entre 0,5 y 3 segundos, con un promedio de 1,5 segundos, y que son muy pocos los que dejan intervalos superiores a 5 segundos.

En corrientes de tráfico discontinuo, con presencia de intersecciones y otras interferencias, y particularmente en áreas urbanas, los intervalos de seguimiento pueden ser mayores que estos valores, debido a las situaciones complejas a las cuales están sometidos los conductores, lo que los hace más precavidos, dejando una holgura mayor.

El HCM (36), cuando analiza la operación del tráfico en carreteras de dos canales, considera que un vehículo está demorado cuando sigue detrás de otro con un intervalo igual o menor a 3 segundos, y utiliza el porcentaje de demora como una medida de eficiencia para determinar el nivel de servicio. Como sustituto al porcentaje de demora, el cual es difícil de medir, el HCM utiliza el porcentaje de vehículos que viaja a intervalos iguales o menores a 3 segundos.

En una corriente de tránsito continuo se puede observar vehículos con intervalos muy próximos al mínimo, o circulando en el modo de seguimiento, con intervalos menores a aproximadamente 5 segundos (la mayoría a menos de 3 segundos), pero también existen vehículos a flujo libre con intervalos mayores a 9 segundos y, además, existirán vehículos con diferentes grados de restricción, de tal manera que se puede decir que existen intervalos en un rango muy amplio, desde valores muy cercanos a 0,5 segundos hasta valores relativamente grandes. La proporción o frecuencia con que se presenta cada intervalo, o cada rango de los mismos, depende fundamentalmente de los volúmenes o ratas de flujo, pero también de las características del tráfico: continuo o discontinuo; de la existencia y tipo de dispositivos de regulación: semáforos, señales de pare o ceda el paso; de las condiciones físicas y síquicas del conductor y de su actitud al riesgo; y de las características mecánicas de los vehículos.

1.4.4 Distribución de los intervalos

Para describir matemáticamente la distribución de los intervalos, en una corriente continua, comenzaremos estudiando el caso de volúmenes o ratas de flujo relativamente bajas; y para facilitar el análisis, en lugar de los intervalos estudiaremos primero la distribución de llegadas de vehículos a un punto de un canal de una vía, para lo cual se utiliza la llamada distribución de conteos de Poisson, que representa la distribución de conteos de eventos aleatorios.

Para que un fenómeno de ocurrencia de eventos, o de llegada de vehículos en el caso de una corriente de tráfico, sea considerado un proceso de Poisson, se deben cumplir las siguientes condiciones (37):

- El número de vehículos que llega durante un intervalo de tiempo y el número que llega en otro intervalo son variables aleatorias independientes. Esto quiere decir que el número de vehículos que llega durante un intervalo de tiempo es independiente del número de vehículos que llegó durante cualquier intervalo previo. Esto también se puede expresar diciendo que la llegada de un vehículo en un instante dado no afecta el instante de llegada de cualquier otro vehículo.
- La distribución del número de vehículos que llega durante cualquier intervalo de tiempo depende solamente de la longitud del intervalo, y no de la ubicación del mismo. Esto quiere decir que la distribución del número de vehículos que llega, por ejemplo, en el intervalo de 8:02 a 8:04 es igual a la distribución del número de vehículos que llega, por ejemplo, entre las 8:10 y 8:12.
- En un intervalo de tiempo suficientemente pequeño, la probabilidad de que exactamente llegue un vehículo durante ese intervalo es directamente proporcional a la longitud del intervalo.
- La probabilidad de que lleguen dos o más vehículos durante un intervalo suficientemente pequeño es despreciable.

Si durante un período T (por ejemplo T = 1 hora) llega un número de vehículos V, podemos calcular el número promedio de vehículos que llegan por segundo, λ.

λ = V(veh.)/T(s) …….. (ec. 1-37)

Por ejemplo, si el volumen horario o la rata de flujo en un canal de una vía es 540 veh/h, el valor de λ es:

$\lambda = 540/3.600 = 0{,}15$ veh/s

Si, por un punto de un canal, el número de camiones que pasan durante 10 minutos es 15, el valor de λ es:

$\lambda = 15/600 = 0{,}025$ camiones/s

Si seleccionamos un intervalo de tiempo de longitud t segundos, podemos calcular el número promedio de vehículos, m, que llegan durante ese intervalo:

m = número promedio de vehículos que llegan durante un intervalo de t segundos $= \lambda * t$ …… (ec. 1-38)

Por ejemplo, si $\lambda = 0{,}15$ veh/s, y seleccionamos un intervalo t = 1 minuto = 60 segundos, el valor de m es:

$m = \lambda * t = 0{,}15 * 60 = 9$ vehículos

Conocido el promedio de vehículos, m, que llegan durante un intervalo de longitud t segundos, la distribución de Poisson permite calcular la probabilidad de que durante ese intervalo lleguen exactamente x vehículos, mediante la siguiente expresión (38) (39):

$P(x) = m^x * e^{-m}/x!$ …… (ec. 1-39)

Donde:

P(x) = probabilidad de que en un intervalo de longitud t segundos lleguen exactamente x vehículos.

m = número promedio de vehículos que llegan durante un intervalo de longitud t segundos.

e = base de los logaritmos neperianos = 2,71828

x! = factorial de x = 1*2*3*4…….x

Por ejemplo, si la rata horaria de flujo en un canal de una vía es 432 veh/h; y se quiere conocer la probabilidad de que durante un intervalo de 30 segundos lleguen exactamente 5 vehículos, tenemos:

$\lambda = 432/3.600 = 0{,}12$ veh/s; t = 30 s; $m = \lambda * t = 0{,}12 * 30 = 3{,}6$ veh.

$P(x) = (3{,}6^5 * e^{-3{,}6})/5! = 0{,}138$

Si queremos conocer la probabilidad de que lleguen más de 2 vehículos, procedemos de la siguiente manera:

Probabilidad de que no llegue ningún vehículo = $P(x=0) = (3{,}60^0 * e^{-3{,}6})/0! = 0{,}027$

Probabilidad de que llegue exactamente 1 vehículo = P (x=1) = $(3{,}60\ ^{1}x\ e^{-3{,}6})/1!$ = 0,098

Probabilidad de que lleguen exactamente 2 vehículos= P (x=2) = $(3{,}60\ ^{2}x\ e^{-3{,}6})/2!$ = 0,177

Probabilidad de que lleguen 0, 1 ó 2 vehículos = 0,027 + 0,098 + 0,177 = 0,302

Esto significa que la probabilidad de que lleguen 0, 1 ó 2 vehículos, es decir, la probabilidad de que x sea menor o igual a 2, P(x≤2), es 0,302, y, de acuerdo a las propiedades de las probabilidades, sabemos que la sumatoria de las mismas desde x = 0 hasta x = ∞ es igual a 1:

$$P(x>2) + P(x\leq 2) = 1$$

Por lo tanto:

$$P(x>2) = 1 - P(x\leq 2) = 1 - 0{,}302 = 0{,}698$$

La distribución de Poisson tiene muchas aplicaciones en la ingeniería de tránsito, pero de momento la vamos a utilizar para deducir la distribución de intervalos en una corriente de tránsito continuo en un canal de una vía.

Si calculamos la probabilidad de que durante un intervalo de t segundos no pase ningún vehículo (x = 0) obtenemos:

$$P(x = 0) = m^{\circ}{}_{*}e^{-m}/0! = e^{-m}$$

Pero, si durante t segundos no pasa ningún vehículo, quiere decir que el intervalo H entre dos vehículos consecutivos es igual o mayor a t, por lo tanto podemos escribir que:

$$P(H \geq t) = e^{-m} \quad \text{..... (ec. 1-40)}$$

Esta es la llamada distribución exponencial negativa (ver figura 1-21), que es una función continua, a pesar de haber sido deducida de la distribución de Poisson, la cual es discreta.

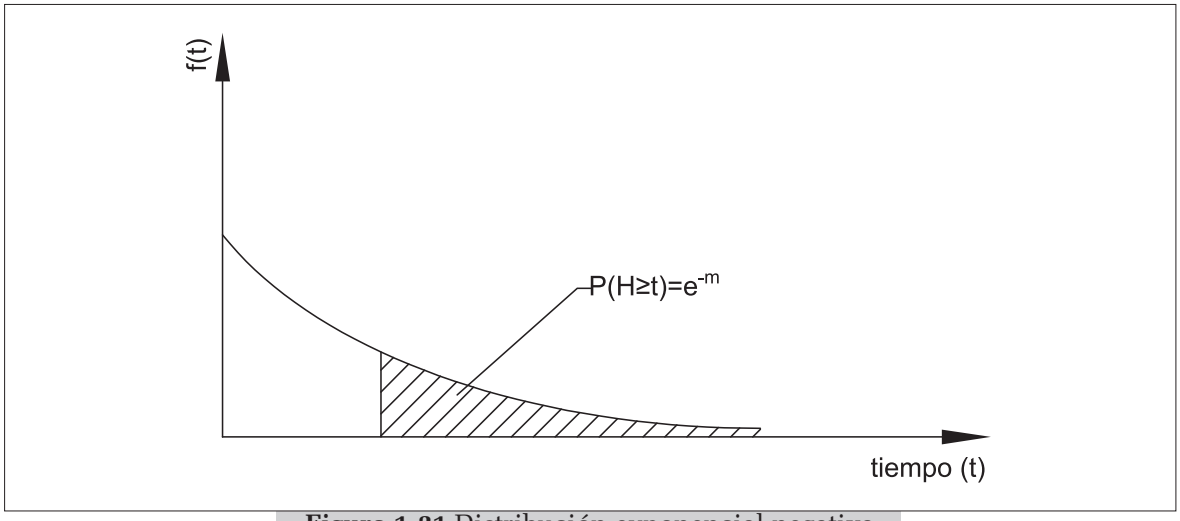


Figura 1-21 Distribución exponencial negativa

La exponencial negativa permite estudiar la distribución de intervalos en una corriente de tráfico en un canal de una vía cuando estos intervalos se distribuyen de una manera aleatoria, lo que equivale a decir que las llegadas de los vehículos a un punto de observación o de análisis del canal son aleatorias y se cumplen las condiciones señaladas anteriormente para calificarlas como pertenecientes a un proceso Poisson. Estas condiciones se cumplen solamente cuando los volúmenes de tránsito son bajos o intermedios, tal que los vehículos no tienen mucha interacción entre ellos.

Consideremos un canal de una vía con un volumen de 540 veh/h, y queremos hallar la probabilidad de que un intervalo sea igual o mayor a 8 segundos.

$\lambda = 540/3.600 = 0{,}15$ veh/s; $t = 8$ s; $m = \lambda * t = 0{,}15 * 8 = 1{,}2$ veh

$P(H \geq 8) = e^{-m} = e^{-1{,}2} = 0{,}30$

Esto se puede interpretar también como que el 30% de los intervalos son iguales o mayores a 8 segundos.

Podemos calcular la probabilidad de que un intervalo sea menor de 8 segundos, aplicando la propiedad que dice que la sumatoria de probabilidades es igual a 1:

$P(H < 8) + P(H \geq 8) = 1$

Por lo tanto:

$P(H < 8) = 1 - P(H \geq 8) = 1 - 0{,}30 = 0{,}70$

Lo cual también significa que el 70% de los intervalos es menor de 8 segundos.

Si queremos conocer la frecuencia de intervalos iguales o mayores a 8 segundos, durante una hora, tenemos que:

Volumen durante 1 hora = V = 540 veh/h.

El número total de intervalos durante 1 hora es 540 (en realidad son 540 – 1 = 539, pero esto no tiene mayor importancia).

Frecuencia = V*P(H ≥ 8) = 540*0,30 = 162 intervalos.

Si preguntáramos cuál es la probabilidad de que un intervalo sea exactamente 8 segundos, o si queremos saber cuál es el número de intervalos de 8 segundos, la respuesta es cero, puesto que al tratarse de una distribución continua sabemos que P (H = t) = 0.

Si queremos conocer la probabilidad de que un intervalo esté entre 4 y 6 segundos, procedemos de la siguiente manera (ver figura 1-22):

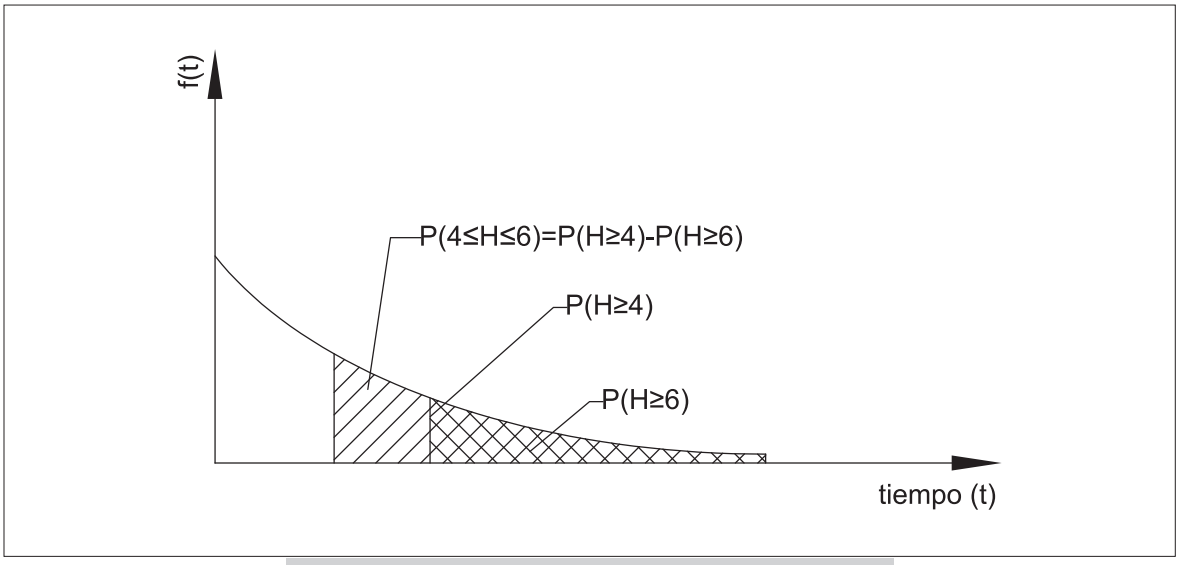


Figura 1-22 Distribución exponencial negativa

$P(4 \leq H \leq 6) = P(H \geq 4) - P(H \geq 6)$

Cálculo de $P(H \geq 4)$

$m = \lambda * 4 = 0{,}15 \times 4 = 0{,}6$; $P(H \geq 4) = e^{-0{,}6} = 0{,}549$

Cálculo de $P(H \geq 6)$

$m = \lambda * 6 = 0{,}15 * 6 = 0{,}9$; $P(H \geq 6) = e^{-0{,}9} = 0{,}407$

$P\ (4 \leq H \leq 6) = 0{,}549 - 0{,}407 = 0{,}142$

Lo cual también se interpreta como que el 14,2% de los intervalos están comprendidos entre 4 y 6 segundos; y el número de intervalos en ese rango, durante una hora, está dado por:

Frecuencia = $V^* P(4 \leq H \leq 6) = 540*0{,}142 = 76$ intervalos.

Siguiendo este procedimiento, podemos calcular la probabilidad de que un intervalo esté en un rango muy cercano a 8 segundos, $P(8 - \Delta t \leq H \leq 8 + \Delta t)$, de la siguiente manera:

$P(8 - \Delta t \leq H \leq 8 + \Delta t) = P(H \geq 8 - \Delta t) - P(H \geq 8 + \Delta t)$

Cálculo de $P(H \geq 8 - \Delta t)$

$m = \lambda*(8 - \Delta t) = 0{,}15*(8 - \Delta t)$, $P(H \geq 8 - \Delta t) = e^{-0{,}15*(8 - \Delta t)}$

Cálculo de $P(H \geq 8 + \Delta t)$

$m = \lambda*(8 + \Delta t) = 0{,}15*(8 + \Delta t)$, $P(H \geq 8 + \Delta t) = e^{-0{,}15*(8 + \Delta t)}$

Si escogemos Δt bastante pequeño, por ejemplo 0,2 segundos, tenemos que:

$P(H \geq 8 - 0{,}2) = e^{-0{,}15*(8 - 0{,}2)} = e^{-1{,}17} = 0{,}310$
$P(H \geq 8 + 0{,}2) = e^{-0{,}15*(8 + 0{,}2)} = e^{-1{,}23} = 0{,}292$

y podemos escribir que:

$P\ (8 - 0{,}2 \leq H \leq 8 + 0{,}2) = P\ (7{,}8 \leq H \leq 8{,}2) = P\ (H = 8 \pm 0{,}2) = 0{,}310 - 0{,}292 = 0{,}018$

Es decir, que el 1,8% de intervalos es igual a 8 segundos (con un error de apreciación de ± 0,2 segundos).

En la discusión de esta sección se ha hecho énfasis en que el análisis para la aplicación de la distribución de Poisson y la exponencial negativa se refiere a un canal de una vía con corrientes de tráfico continuo. Sin embargo, los conceptos son válidos cuando se tienen varios canales en un solo sentido y también en canales opuestos, o en corrientes en conflicto como el caso de una intersección (ver figura 1-23).

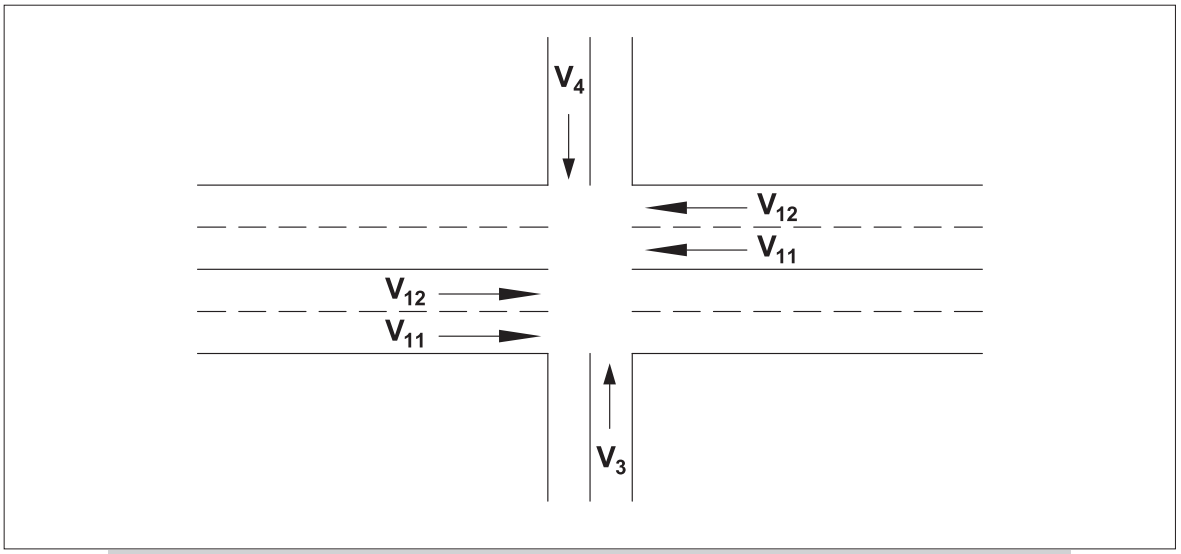


Figura 1-23 Ilustración de las llegadas de los vehículos a una intersección

Por ejemplo (ver figura 1-23), podemos aplicar la distribución de Poisson y la exponencial negativa para las sumas $V_{11} + V_{12}$; $V_{21} + V_{22}$; $V_3 + V_4$; $V_{11} + V_{12} + V_{21} + V_{22} + V_3 + V_4$; etc.

Para garantizar la aleatoriedad de las llegadas, y por lo tanto la correcta aplicación de aquellas distribuciones, el requerimiento de volúmenes bajos se refiere al volumen en cada canal en particular y no a la suma de los volúmenes en los canales considerados, la cual puede ser alta.

Cuando el punto de observación o de análisis se refiere a una intersección, es necesario considerar las llegadas a los accesos en puntos alejados de la intersección, de tal manera que no exista interacción entre los vehículos.

Cuando se trata de corrientes de sentidos opuestos, para la medición de los intervalos se ubica como referencia una línea transversal a la calzada, tal que abarque todo el ancho de los canales involucrados, y los intervalos se miden como la diferencia entre los momentos de llegada de las partes delanteras de los vehículos a esta línea (ver figura 1-24).

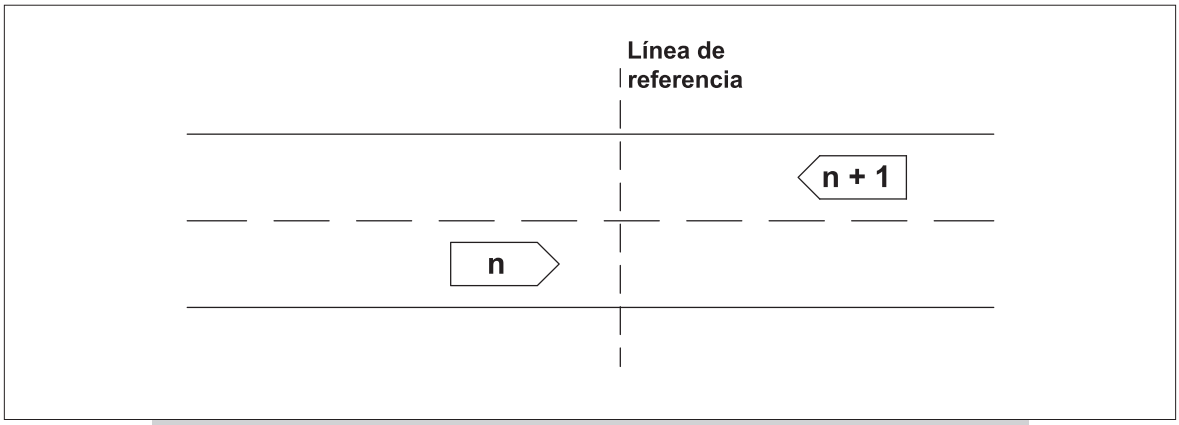


Figura 1-24 Llegadas de vehículos que circulan en sentido contrario

El intervalo entre los vehículos n y n+1 es el tiempo que transcurre entre los momentos en que pasan los bordes delanteros por la línea de referencia.

En algunas corrientes de tráfico no se cumplen las condiciones para considerarlas como aleatorias, como es el caso cuando el volumen o rata de flujo está muy cerca de la capacidad; en estas circunstancias existe mucha interacción entre los vehículos, resultando que la mayoría de los intervalos están muy cercanos a un valor constante, el cual viene dado por $\overline{H}$ = V/3.600, donde V es el volumen horario y, entonces, en lugar de hablar de una distribución aleatoria de intervalos estaríamos en presencia de intervalos constantes (40).

Sin embargo, cuando los conductores tratan de mantener un intervalo constante, igual a $\overline{H}$, cometen pequeños errores, y dada la naturaleza de estos errores, los cuales dependen de características humanas y vehiculares, se puede considerar, sin perder mucha generalidad, que la distribución de los intervalos se corresponde con la muy conocida distribución normal (ver figura 1-25).

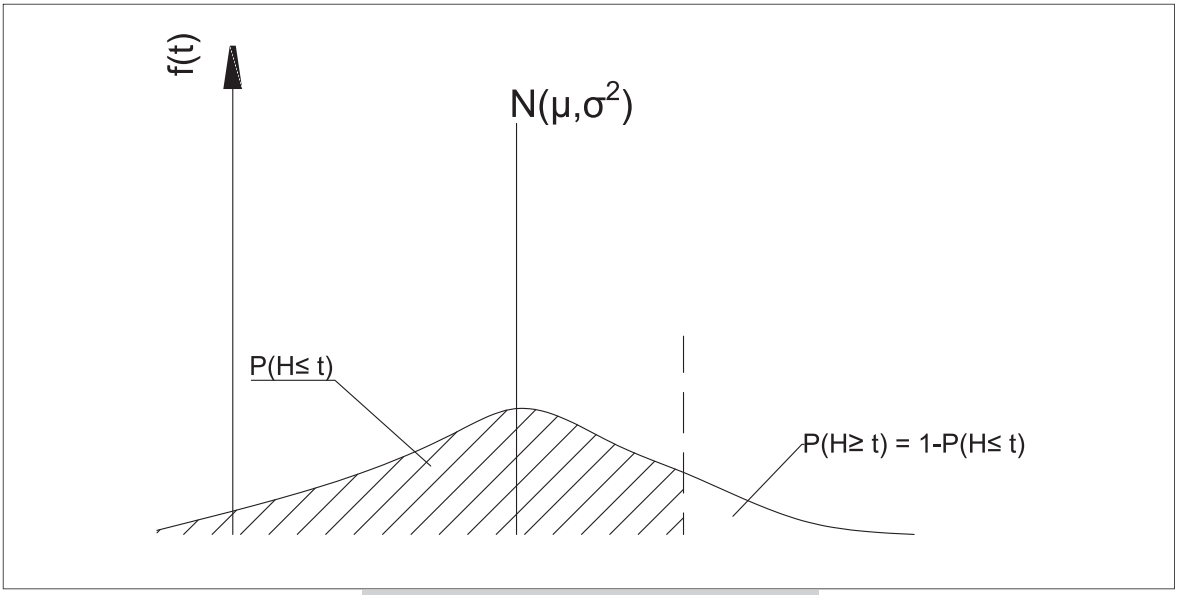


Figura 1-25 Distribución normal

Para analizar la distribución normal, se requiere el conocimiento de dos parámetros: la media (μ) y la desviación estándar (σ).

El estimado de la media μ es el intervalo promedio: $\mu \approx \overline{H}$

Si hacemos mediciones en campo, podemos también estimar la desviación estándar σ por medio de la desviación estándar de la muestra:

$$\sigma \approx \sqrt{\sum(Hi - \overline{H})^2/(N-1)}$$

Donde Hi representa cada intervalo observado; $\overline{H}$ es el promedio de los mismos y N el número de observaciones.

Cuando no se tienen mediciones de campo, se puede estimar el valor de σ aplicando un procedimiento sugerido por May (41): sabemos que en una distribución normal se cumple que el intervalo correspondiente a la media menos dos veces la desviación estándar, μ - 2σ, es un valor muy pequeño, en el sentido que P (H ≥ μ - 2σ) = 0,9772 (este valor se obtiene fácilmente en una tabla de la distribución normal). Esto implica que podemos suponer que μ - 2σ se corresponde con uno de los intervalos más pequeños que se pueden observar. En secciones anteriores se indicó que, en muy raras ocasiones, se encuentran intervalos por debajo de 0,5 segundos, por lo tanto, se puede decir que:

$\mu - 2\sigma \approx 0{,}5$

Reemplazando μ por $\overline{H}$ y despejando σ obtenemos: $\sigma \approx (\overline{H} - 0{,}5)/2$

Por ejemplo, consideremos un canal de una vía con un volumen horario V = 1.607 veh/h.

Podemos obtener los parámetros de la distribución normal:

$\mu \approx \overline{H} = 3.600/1.607 = 2{,}24$ s

$\sigma \approx (\overline{H} - 0{,}5)/2 = (2{,}24 - 0{,}5)/2 = 0{,}87$ s

Por ejemplo, si queremos conocer la probabilidad de que un intervalo sea mayor o igual a 3 segundos, procedemos de la siguiente manera:

$P(H \geq 3) = P(Z \geq (3 - \overline{H})/\sigma) = 1 - P(Z \leq (3 - \overline{H})/\sigma) = 1 - P(Z \leq (3 - 2{,}24)/0{,}87) = P(Z \leq 0{,}874)$; donde Z es la llamada variable normalizada (ver figura 1-26).

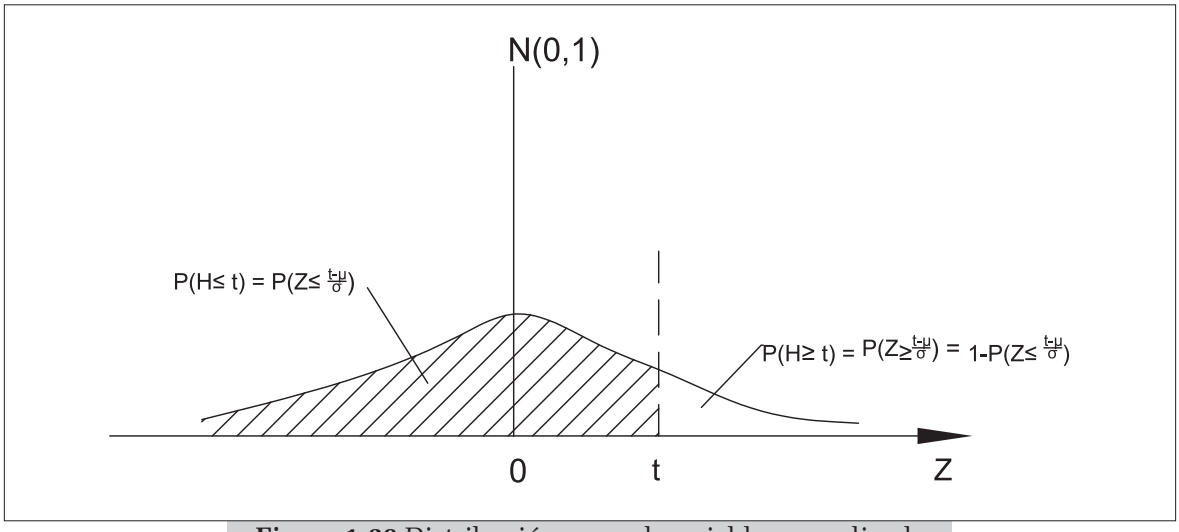


Figura 1-26 Distribución normal, variable normalizada

Entramos en una tabla de la distribución normal con 0,874 y encontramos que:

$P(H \leq 3) = 0{,}809$

$P(H \geq 3) = 1 - 0{,}809 = 0{,}191$

Estos resultados también se pueden interpretar como que el 19,1% de los intervalos son iguales o mayores a 3 segundos, y que el 80,9% son menores a ese valor.

También podemos calcular el número de intervalos, durante una hora, iguales o mayores a 3 segundos.

Frecuencia = V*0,191 = 1.607*0,191 = 307 intervalos iguales o superiores a 3 segundos.

Si queremos conocer la probabilidad de que un intervalo sea igual o mayor a 4,5 segundos, tenemos lo siguiente:

$P(H \geq 4,5) = P(Z \geq (4,5 - \mu)/\sigma) = 1 - P(Z \leq (4,5 - \mu/\sigma) = 1 - P(Z \leq (4,5 - 2,24)/0,87) = P(Z \leq 2,60)$.

Entramos en una tabla de la distribución normal con 2,60 y encontramos que:

$P(H \leq 4,5) = 0,995$

$P(H \geq 4,5) = 1 - 0,995 = 0,005$

Lo cual significa que 0,5% de los intervalos son iguales o mayores a 4,5 segundos.

Frecuencia = V*0,005 = 1.607*0,005 = 8 intervalos iguales o superiores a 4,5 segundos.

Para conocer la probabilidad de que un intervalo sea igual o mayor a 1 segundo, procedemos en forma semejante a las anteriores:

$P(H \geq 1,0) = P(Z \geq (1,0 - \mu)/\sigma) = 1 - P(Z \leq (1,0 - \mu)/\sigma) = 1 - P(Z \leq (1,0 - 2,24)/0,87) = P(Z \leq - 1,425)$.

Entramos en una tabla de la distribución normal con – 1,425 y encontramos que:

$P(H \leq 1,0) = 0,077$

$P(H \geq 1,05) = 1 - 0,077 = 0,923$

Lo cual significa que 92,3% de los intervalos son iguales o mayores a 1,0 segundos.

Frecuencia = V*0,923 = 1.607*0,923 = 1.483 intervalos iguales o superiores a 1,0 segundos.

Si en lugar de adoptar la distribución normal para describir los intervalos, para esta condición de volumen de tráfico alto, trabajamos con la distribución exponencial negativa, obtenemos los siguientes resultados:

V = 1.607 veh/h; λ = 1.607/3.600 = 0,446 veh/s
t = 3 s; m = λ*t = 0,446*3 = 1,338; P (H ≥ 3) = $e^{-m} = e^{-1,338}$ = 0,262
t = 4, 5 s; m = λ*t = 0,446*4, 5 = 2,007; P (H ≥ 3) = $e^{-m} = e^{-2,007}$ = 0,134
t = 1, 0 s; m = λ*t = 0,446*1, 0 = 0,446; P (H ≥ 3) = $e^{-m} = e^{-0,446}$ = 0,640

Se aprecia que con la distribución exponencial negativa se obtienen resultados diferentes a los de la distribución normal, la cual representa mejor las condiciones de tráfico alto, de acuerdo a los argumentos esgrimidos anteriormente.

1.4.5 Proporción de pelotones en una corriente de tráfico

Cuando el volumen de tráfico es bajo, la mayoría de los vehículos (casi todos) circulan libremente (o a flujo libre) y no existe interacción entre ellos, y no hay duda de que la distribución de intervalos es aleatoria y se puede describir bastante bien por medio de la exponencial negativa.

Por otra parte, cuando el volumen de tráfico es muy alto, la mayoría de los vehículos (casi todos) circulan en el modo de seguimiento, con intervalos más o menos constantes, cuya distribución está mejor representada por la normal.

En cambio, para volúmenes de tráfico intermedios, existen grupos de vehículos viajando en pelotones, en el modo de seguimiento con intervalos mínimos, y existen vehículos circulando libremente, y otros vehículos con algún grado de restricción entre ellos y con intervalos mayores que el mínimo; entre mayor sea el volumen mayor será el número de pelotones y mayor el número de vehículos en cada pelotón. También existen muchos estados intermedios con distintas proporciones de vehículos libres y restringidos, y con distintos grados de restricción y de interacción entre los vehículos. Esta variedad de situaciones, en una misma corriente de tráfico, complica el análisis de la distribución de intervalos pues, según hemos visto, cuando los vehículos circulan libremente se puede utilizar satisfactoriamente la exponencial negativa, pero cuando están en el modo de seguimiento esta distribución no parece la más apropiada y el análisis se realiza mejor aplicando la distribución normal.

En los casos de volúmenes intermedios, sobre todo por no conocerse la proporción de cada grupo: vehículos libres, vehículos en el modo de seguimiento, y otros grupos con diferentes grados de restricción y de interacción entre ellos, generalmente se asume la exponencial negativa para describir la distribución de intervalos.

Sin embargo, el análisis se puede afinar un poco si se estima la proporción de vehículos circulando en pelotones y la proporción de vehículos que no están en pelotones. May (42) sugiere un procedimiento (basado en el análisis de muchas observaciones de campo), que consiste en calcular la proporción "P" de los vehículos que viajan en pelotones, o modo de seguimiento, por la siguiente expresión:

$$P = \overline{H}_p / \overline{H} \quad \text{..... (ec. 1-41)}$$

Donde P es la proporción de vehículos circulando en pelotones, $\overline{H}_p$ (segundos) es el intervalo promedio de los vehículos que viajan en pelotones), y $\overline{H}$ el promedio de los intervalos (segundos) de todos los vehículos en la corriente de tránsito.

Esta expresión se puede aplicar al caso de una corriente en un canal con tráfico continuo en carreteras de múltiples canales y autopistas, pero no así en carreteras de dos canales, en donde existen condiciones muy particulares que rigen la formación de pelotones, tales como las condiciones de visibilidad y los volúmenes de tráfico opuesto. Tampoco se puede aplicar la expresión cuando existen muchas intersecciones semaforizadas, las cuales gobiernan la formación de los pelotones.

Por ejemplo, consideremos el caso de un canal de tráfico continuo, en donde el intervalo promedio de los vehículos en pelotones es 1,5 segundos. Si el volumen de tránsito es V = 1.600 veh/h, obtenemos que: $\overline{H}$ = 3.600/1.600 = 2,25 s; y P = 1,5/2,25 = 0,67; es decir, que el 67% de los vehículos viajan en pelotones, mientras que el 23% lo hacen a flujo libre.

Si el volumen es V = 600 veh/h, se tiene que: $\overline{H}$ = 3.600/600 = 6 s; y P = 1,5/6 = 0,25; es decir, que el 25% de los vehículos viajan en pelotones, mientras que el 75% lo hace a flujo libre.

Si el volumen de tráfico es V = 800 veh/h, tenemos que $\overline{H}$ es 4,5 segundos; y la proporción de vehículos viajando en pelotones es P = 1,5/4,5 = 0,33; y la proporción viajando a flujo libre es 0,67. También obtenemos que:

Número de vehículos, durante una hora, viajando en pelotones = 800*0,33 = 264

Número de vehículos, durante una hora, que circulan a flujo libre = 800*0,67 = 536

Se puede decir que, aproximadamente, durante una hora pasan 264 vehículos dentro de la corriente de tránsito viajando en pelotones. La mayoría de estos vehículos circula con un intervalo promedio de 1,5 segundos, en un rango de 0,5 a 3 segundos, aunque también pueden existir intervalos mayores, generalmente menores a 5 segundos. Para la descripción matemática de los intervalos se puede asumir la distribución normal, con parámetros:

$\mu = 1{,}5$ s; $\sigma = (1{,}5 - 0{,}5)/2 = 0{,}50$ s

Así mismo, en forma aproximada, también se puede decir que, durante la hora, pasan 536 vehículos que circulan a flujo libre, cuyos intervalos se pueden describir por medio de la exponencial negativa, con parámetros: $\overline{H}$ y λ, para cuyo cálculo hacemos las siguientes consideraciones previas:

Los 264 vehículos, durante una hora, que viajan en pelotones, mantienen un intervalo promedio de 1,5 segundos, y por lo tanto consumen aproximadamente 285x1,5

= 396 segundos, quedando 3.600 – 396 = 3.204 s para los 536 vehículos que circulan a flujo libre, por lo tanto:

$\overline{H}_{NP}$ = 3.204/536 = 5,98 s

Donde $\overline{H}_{NP}$ representa el intervalo promedio de los vehículos que no viajan en pelotones.

λ = 536/3.204 = 0,167

Si una persona se coloca al borde de la vía, verá pasar pelotones de vehículos con intervalos más o menos constantes, y muy pequeños (con promedio de 1,5 segundos), que harían difícil cruzar la corriente, tanto para un peatón como para un vehículo que llegue por una vía transversal. Pero luego observará que existen períodos en donde los intervalos son mayores y de variadas longitudes de tiempo.

Por ejemplo, si queremos conocer la probabilidad de que un intervalo sea igual o mayor de 7 segundos durante los períodos de flujo libre, procedemos de la siguiente manera:

λ = 0,167; t = 7 s; m = λ* t = 0,167*7 = 1,169

$P(H \geq 7) = e^{-m} = e^{-1,169} = 0,311$

Número de intervalos iguales o mayores de 7 segundos = 0,311*536 = 167

1.4.6 Aceptación de brechas

En las intersecciones no semaforizadas, algunos vehículos en las corrientes "menores" o "supeditadas" se ven en la necesidad de cruzar una o varias corrientes de tráfico "mayores" o "con prioridad". Otras veces, los vehículos deben confluir con alguna de estas corrientes. En intersecciones semaforizadas es posible que también se presente la necesidad de que un vehículo confluya con una corriente. En vías de tráfico continuo, y en tramos entre intersecciones, los vehículos cambian de canal o realizan maniobras de adelantamiento.

En estas y otras circunstancias, los conductores deben observar la corriente en conflicto y esperar una brecha apropiada para realizar la maniobra deseada. Un conductor espera hasta que aparece una brecha que a él le parece apropiada y realiza la maniobra deseada; entonces se dice que acepta la brecha. En cambio, si el conductor no realiza la maniobra, porque la brecha le parece muy corta, se dice que rechaza la brecha.

Cada conductor tiene sus particulares preferencias para aceptar o rechazar brechas; lo cual depende de factores relacionados con el mismo conductor, el vehículo, el

tipo de maniobra que desea realizar y la vía. Las características del conductor, su estado de ánimo, su actitud al riesgo y el tiempo que ha permanecido esperando, influyen en la aceptación o rechazo de una brecha. La capacidad de aceleración del vehículo, su longitud y el tiempo requerido para completar la maniobra, también influyen en la aceptación o rechazo de las brechas. El tipo de maniobra es muy importante ya que, por ejemplo, no es lo mismo tener que cruzar dos corrientes de tráfico en vías multicanales que confluir con una fila de vehículos en un canal. También son importantes las características de las vías; número y ancho de canales que deben ser cruzados; existencia o no de una divisoria central ancha; ángulo y diseño de los enlaces para giros a la derecha; visibilidad disponible, etc.

Como cada conductor tiene una percepción diferente para la aceptación o rechazo de las brechas, se selecciona un valor representativo llamado brecha crítica, que se define como aquella brecha que es aceptada por el 50% de los conductores y rechazada por el otro 50%, es decir, que es la mediana de las brechas.

Para el análisis de las intersecciones no semaforizadas, el HCM proporciona las brechas críticas, según se indica en la tabla 1-8.

Tabla 1-8. Brechas críticas en intersecciones no semaforizadas

Tipo de maniobra	Brecha crítica básica (s)		
	Canales en la vía preferente		
	2 Canales	4 Canales	6 Canales
Giro a la izquierda desde la vía preferente.	4,1	4,1	4,1
Giro a la derecha desde la vía subordinada.	6,2	6,9	6,9
Movimiento directo desde la vía subordinada.	6,5	6,5	6,5
Giro a la izquierda desde la vía subordinada.	7,1	7,5	7,5

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HCM 2001,* (Washington, D. C.: National Research Council, 2001), pp. 17-7.

Aunque la tabla 1-8 se refiere a las brechas críticas, podemos asumir que son intervalos, ya que para los casos prácticos de aplicación no existen mayores diferencias entre estos valores.

Los valores en esta tabla, llamados brechas básicas, son aplicables cuando solamente existen vehículos particulares y la pendiente es 0%. El HCM proporciona factores

de ajuste para tomar en cuenta la presencia de camiones, pendientes diferentes a 0%, y otras condiciones que se relacionan con el tipo de maniobra y la geometría de la vía. Estos factores se indican en la tabla 1-9.

:

Tabla 1-9. Factores de ajuste a las brechas básicas
Presencia de camiones
Agregar a los valores de la tabla 1-8: 1,0*Pvp cuando la vía preferente es de 2 canales.
Agregar a los valores de la tabla 1-8: 2,0*Pvp cuando la vía preferente es de 4 ó 6 canales.
Pvp = Proporción de vehículos pesados en el movimiento subordinado.
Ajuste por pendiente
Agregar a los valores de la tabla 1-8: 0,1*Pendiente (%)/100 cuando se trata de giros a la derecha desde la vía subordinada.
Agregar a los valores de la tabla 1-8: 0,2*Pendiente (%)/100 cuando se trata de movimientos directos o de giros a la izquierda desde la vía subordinada.
La pendiente (%) puede ser positiva (se suma) o negativa (se resta).
Ajuste por número de etapas
Cuando un movimiento se realiza en dos etapas, cuando existe una divisoria central suficientemente ancha, se aplican los siguientes ajustes:
En la primera etapa restar 1,0 a los valores de la tabla 1-8.
En la segunda etapa restar 1,0 a los valores de la tabla 1-8.
Ajuste por geometría de la intersección
Restar 0,7 segundos para movimientos de giro a la izquierda desde la vía subordinada, cuando se trate de una intersección en T.

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, *HCM 2001,* (Washington, D. C.: National Research Council, 2001), pp. 17-7.

1.4.7 Tiempos de seguimiento

Cuando en la vía subordinada existe una cola de vehículos para realizar una maniobra, es posible que más de un vehículo aproveche la misma brecha para pasar. Para estudiar esta situación, el HCM define el llamado "Tiempo de seguimiento" como el tiempo que transcurre entre la salida de un vehículo del movimiento subordinado y la salida del siguiente, usando la misma brecha de la vía preferente, cuando se tenga una cola en la vía subordinada.

De acuerdo al tipo de maniobra que se desea realizar, el HCM proporciona los tiempos de seguimiento, los cuales se muestran en la tabla 1-10:

Tabla 1-10. Tiempos de seguimiento

Tipo de maniobra	Tiempo de seguimiento básico (s)
Giro a la izquierda desde la vía preferente.	2,2
Giro a la derecha desde la vía subordinada.	3,3
Movimiento directo desde la vía subordinada.	4,0
Giro a la izquierda desde la vía subordinada.	3,5

Fuente: Transportation *Research Board, Highway Capacity Manual*, *HCM 2001*, (Washington, D.C.: National Research Council, 2001), pp. 17-7.

Los valores de la tabla 1-10, llamados tiempos de seguimiento básicos, son aplicables cuando solamente existen vehículos particulares. El HCM proporciona factores de ajuste para tomar en cuenta la presencia de camiones, los cuales se indican a continuación:

Factores de ajuste a los tiempos de seguimiento

- Agregar a los valores de la tabla 1-10: 0,9 x Pvp cuando la vía mayor es de 2 canales.
- Agregar a los valores de la tabla 1-10: 1,0 x Pvp cuando la vía mayor es de 4 ó 6 canales.

Pvp = Proporción de los vehículos pesados en el movimiento subordinado.

Si los vehículos, en un movimiento subordinado, salen con estos intervalos, se produce la llamada **rata de flujo de saturación** (este concepto es tratado con mayor detalle en el capítulo correspondiente a intersecciones semaforizadas), y ocurre en el caso de que existan suficientes vehículos en una fila y, además, ningún vehículo en una corriente de rango mayor le impida el movimiento. Esta rata se calcula de la siguiente manera:

Rata de flujo de saturación = 3.600/tiempo de seguimiento (s)……. (ec. 1-42)

Por ejemplo, si el tiempo de seguimiento es 4 segundos, los vehículos que están en cola podrían salir con una rata de 3.600/4 = 900 veh/h.

1.5 Aplicaciones a las intersecciones no semaforizadas

Los conceptos que se han desarrollado en la sección 1.4, relacionados con las llegadas de vehículos e intervalos, tienen muchas aplicaciones en el diseño y análisis de operación del tráfico. En la presente sección se ilustran algunas relacionadas con el análisis de capacidad en intersecciones no semaforizadas.

1.5.1. Aplicación 1 Vías unidireccionales de un solo canal

Consideremos una intersección de dos vías unidireccionales de un canal cada una (ver figura 1-27), en donde una de ellas es preferente y la otra supeditada y regulada por una señal de pare.

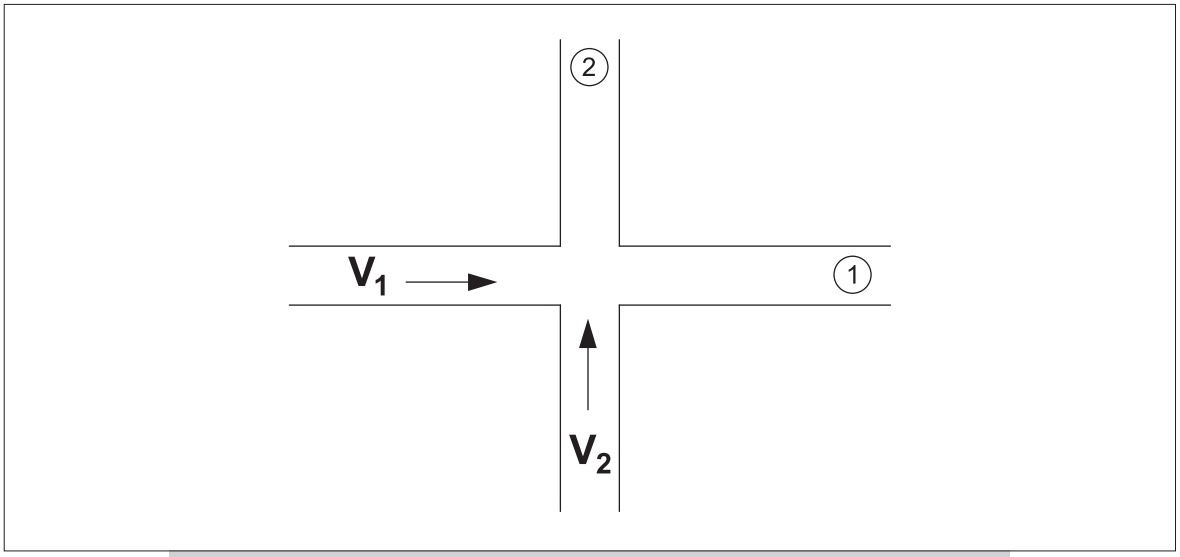


Figura 1-27 Intersección de dos vías de sentido único de un canal

El volumen horario en la vía preferente "1" es V_1 = 400 veh/h. Estamos interesados en conocer la capacidad en la vía supeditada "2".

Como la vía "2" está regulada por una señal de pare, los vehículos deben detenerse y esperar por un intervalo aceptable en la corriente de tránsito "1" para poder cruzar. Si asumimos que no hay presencia de camiones y la pendiente es 0%, en la tabla 1-8 encontramos que, para el movimiento directo desde la vía supeditada, el intervalo crítico es 6,5 segundos (entramos en la columna de 2 canales porque la tabla no tiene el caso de 1 canal).

La capacidad para el movimiento directo desde la vía "2" es igual al número de oportunidades que existen en la corriente "1", que es lo mismo que el número de intervalos iguales o superiores a 6,5 segundos. Considerando que los intervalos en la corriente "1" están distribuidos según la exponencial negativa, podemos calcular la probabilidad de que un intervalo sea igual o mayor a 6,5 segundos:

a. Movimiento directo de la vía supeditada "2"

V_1 = 400 veh/h; $\lambda = 400/3.600 = 0{,}111$ veh/s; t = 6,5 s; $m = \lambda * t = 0{,}111 * 6{,}5 = 0{,}722$

$P(H \geq 6{,}5) = e^{-m} = e^{-0{,}722} = 0{,}486$

Lo cual equivale a decir que 48,6% de los intervalos en la corriente "1" son iguales o superiores a 6,5 segundos.

Número de intervalos iguales o superiores a 6,5 s en la corriente "1" = 400*0,486 = 194

Esta sería la capacidad para realizar el movimiento directo de la vía supeditada "2", si cada intervalo igual o superior a 6,5 segundos fuera aprovechado por no más de un vehículo pero, como se señaló en la sección 1.4.7, cuando existe una cola de vehículos esperando para cruzar, puede ocurrir que cada intervalo sea aprovechado por dos o más vehículos, dependiendo de la longitud del intervalo y del ¨ tiempo de seguimiento ¨. Para tomar en cuenta esta posibilidad se puede aplicar la siguiente expresión (tomada del HCM y modificada por el autor) (43), para calcular la capacidad de un movimiento.

b. Capacidad de un movimiento

(Número de intervalos iguales o mayores al crítico) / $(1-e^{-ms})$. ..... (ec. 1-43)

Donde $ms = \lambda * t_s = \lambda$ * tiempo de seguimiento.

En la tabla 1-10 encontramos que para el "movimiento directo en la vía supeditada", el tiempo de seguimiento, t_s, es 4 segundos, suponiendo ausencia de vehículos pesados.

$t_s = 4$ s; $ms = \lambda * t_s = 0{,}111 \times 4 = 0{,}444$; $1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0{,}444} = 1 - 0{,}641 = 0{,}359$

Capacidad del movimiento directo desde la vía secundaria = 194/0,359 = 540 veh/h.

Podemos resolver más completo el problema si tomamos en cuenta que, desde el afluente "2", no solamente se puede realizar el "movimiento directo", sino que también es posible girar a la derecha. Podemos entonces calcular la capacidad para este giro, siguiendo un procedimiento similar al anterior, y el cual se indica en forma simplificada a continuación:

c. Giro a la derecha de la vía secundaria

Intervalo crítico (tabla 1-8) = 6,2 s; Tiempo de seguimiento (tabla 1-10) = 3,3 s;

$V_1 = 400$ veh/h; $\lambda = 400/3.600 = 0{,}111$ veh/s; $t = 6{,}2$ s; $m = \lambda * t = 0{,}111 \times 6{,}2 = 0{,}688$

$P(H \geq 6{,}2) = e^{-m} = e^{-0{,}688} = 0{,}503$;
Número de intervalos iguales o superiores a 6,2 s = 400*0,503 = 201;

$t_s = 3{,}3$ s; $ms = \lambda * t_s = 0{,}111 * 3{,}3 = 0{,}366$; $1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0{,}366} = 1 - 0{,}693 = 0{,}307$

Capacidad del movimiento de giro a la derecha del afluente "2" = 201/0,307 = 655 veh/h.

Si en la vía supeditada "2" existiera un canal para los movimientos directos y un canal exclusivo para los giros a la derecha, la capacidad del afluente sería: 540 + 655 = 1.195 veh/h; pero como solamente se dispone de un canal para realizar ambos movimientos, debemos calcular la "capacidad compartida" de dicho canal, la cual se obtiene hallando el promedio ponderado de las capacidades de los movimientos individuales directo y de giro, con factores de ponderación igual a los porcentajes de los volúmenes horarios directo y de giro a la derecha.

Para ilustrar esto, supongamos que mediante conteos de campo se sabe que en el afluente "2" la distribución de los movimientos es la siguiente:

Giros a la derecha: 20%

Movimientos directos: 80%

Entonces tenemos que:

Capacidad compartida del afluente "2" = 540*0,80 + 655*0,20 = 563 veh/h.

Vamos ahora a complicar un poco el problema, considerando el hecho de que en la vía preferente, "1", no todos los vehículos circulan en forma libre pues, como lo hemos estudiado en secciones anteriores, siempre van a existir grupos de vehículos circulando en el modo de seguimiento, es decir, en pelotones. Podemos asumir que, cuando los vehículos viajan en pelotones, es prácticamente imposible que los que están esperando en el afluente "2" puedan realizar la maniobra deseada de cruzar o de girar a la derecha.

Para ilustrar este concepto, supongamos, por ejemplo, que los vehículos que circulan en pelotones conforman el 40% del total, y por lo tanto el 60% restante no viaja en pelotones, y supongamos, por ejemplo, que el intervalo promedio de los que viajan en pelotones es de 3 segundos. Entonces obtenemos lo siguiente:

Vehículos que viajan en pelotones: 400*0,40 = 160

Vehículos que no viajan en pelotones = 400*0,60 = 240

Para la aplicación de la exponencial negativa, y el cálculo de λ, hacemos las siguientes consideraciones:

Los 160 vehículos, durante una hora, que viajan en pelotones, mantienen un intervalo promedio de 3 segundos, y por lo tanto consumen aproximadamente 160*3 = 480 segundos, quedando 3.600 – 480 = 3.120 s para los 240 vehículos que circulan a flujo libre, por lo tanto:

λ = 240/3.120 = 0,077 veh/s.

d. Movimiento directo

t = 6,5 s; $m = \lambda * t = 0{,}077 * 6{,}5 = 0{,}501$

$P(H \geq 6{,}5) = e^{-m} = e^{-0{,}501} = 0{,}606$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,5 s = 240*0,606 = 145

$t_s = 4$; $ms = \lambda * t_s = 0{,}077 * 4 = 0{,}308$; $1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0{,}308} = 1 - 0{,}735 = 0{,}265$

Capacidad del movimiento directo de la vía secundaria = 145/0,265 = 547 veh/h.

e. Giro a la derecha

t = 6,2 s; $m = \lambda * t = 0{,}077 * 6{,}2 = 0{,}477$

$P(H \geq 6{,}2) = e^{-m} = e^{-0{,}477} = 0{,}621$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,2 s = 240*0,621 = 149

$t_s = 3{,}3$; $ms = \lambda * t_s = 0{,}077 * 3{,}3 = 0{,}254$; $1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0{,}254} = 1 - 0{,}776 = 0{,}224$

Capacidad del giro a la derecha de la vía secundaria = 149/0,224 = 665 veh/h.

Capacidad compartida del afluente "2" = 547*0,80 + 665*0,20 = 571 veh/h.

Observamos que, con la solución del problema sin considerar la existencia de pelotones, se obtiene una capacidad de la vía supeditada de 563 veh/h, mientras que al tomar en cuenta los pelotones este valor es de 571 veh/h, lo cual parece contradictorio, porque durante el paso de pelotones por la vía preferente no sale ningún vehículo de la vía secundaria. Lo que pasa es que, durante los períodos en que la vía mayor opera a flujo libre, el volumen considerado es menor y los intervalos son más largos y permiten que varios de los vehículos esperando en cola aprovechen mejor cada intervalo disponible.

Pero, por otra parte, aunque la capacidad resulta mayor cuando consideramos la existencia de los pelotones, el número de vehículos que en la vía supeditada tienen que esperar por el paso de los mismos resulta mayor que cuando no se consideran dichos pelotones.

La proporción de vehículos viajando en pelotones depende mucho de las características del tráfico. En la sección 1.4.5 se vio que, en un canal de una vía de tráfico continuo, la proporción de vehículos viajando en pelotones, P, se puede estimar aproximadamente por la ec. 1-41, $P = \overline{H}_p / \overline{H}$, donde $\overline{H}_p$ es el intervalo promedio de los vehículos que viajan en pelotones y $\overline{H}$ es el intervalo promedio de todos los vehículos

en el canal considerado. Sin embargo, en muchas ocasiones esta expresión no se puede aplicar. Por ejemplo, en las áreas centrales de muchas ciudades existe una trama de vías, la mayoría, o muchas, de un solo sentido, en donde son válidos los procedimientos desarrollados en el problema que estamos desarrollando, pero donde la existencia de muchas y muy cercanas intersecciones, presencia de peatones y muchas otras circunstancias propias de los cascos centrales, hacen inaplicable la expresión indicada para determinar la proporción de vehículos viajando en pelotones. También es posible que algunos vehículos estén en proceso de formación de pelotones o de dispersión de los mismos. En todos estos casos es preferible realizar mediciones y observaciones directas para estimar en campo dicha proporción, así como el intervalo promedio.

Hay situaciones en donde es relativamente fácil establecer la proporción de vehículos circulando en pelotones, como por ejemplo, cuando se tiene la presencia de semáforos relativamente cercanos, corriente arriba y abajo de una intersección no semaforizada. El conocimiento de las longitudes de los ciclos y la repartición de las fases ayuda a determinar la forma de llegada de los vehículos a la intersección en estudio.

Un caso muy complejo es el de las carreteras de dos canales, en donde los pelotones no dependen exclusivamente de los volúmenes de tránsito, sino que además intervienen la visibilidad disponible, la geometría de los alineamientos horizontal y vertical, y las oportunidades ofrecidas por el tráfico opuesto.

1.5.2 Aplicación 2 Vías preferentes de dos canales de sentido único

Consideremos una intersección de una vía preferente unidireccional de dos canales con una vía supeditada unidireccional de un canal, regulada con señal de pare (ver figura 1-28).

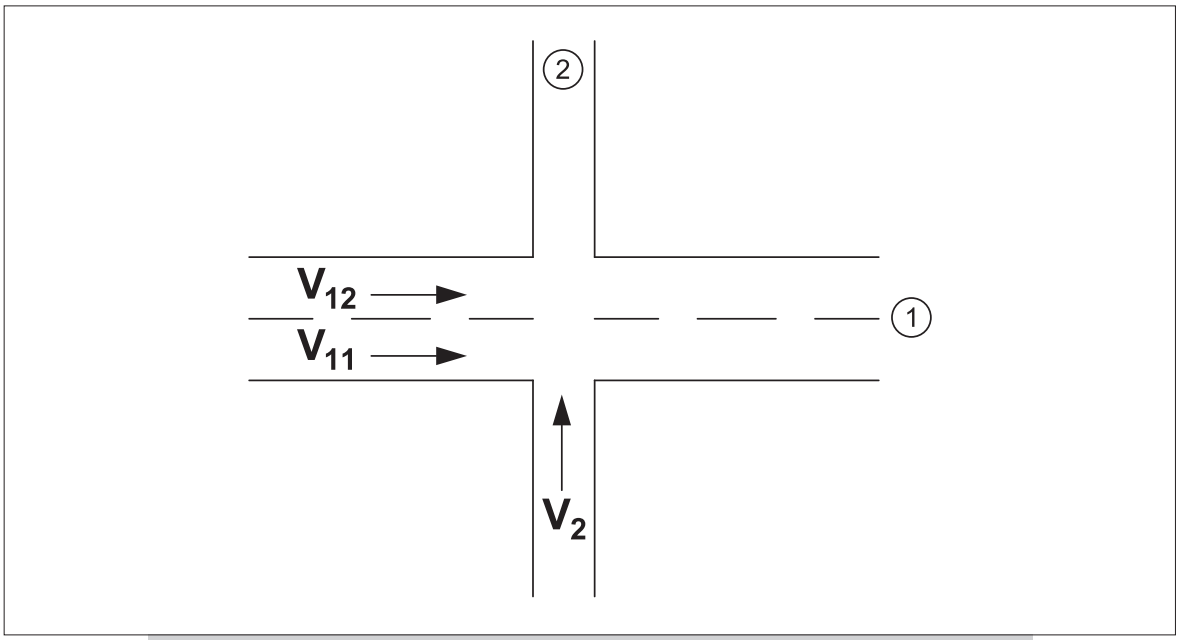


Figura 1-28 Intersección de una vía preferente de sentido único de dos canales con una vía supeditada de sentido único de un canal

V_{11} = 450 veh/h; V_{12} = 500 veh/h.

Queremos conocer la capacidad del afluente "2".

Como primer paso, resolvamos el problema sin tomar en cuenta la existencia de pelotones en la vía preferente "1".

a. Movimiento directo del afluente "2"

V_1 = 450 + 500 = 950 veh/h; λ = 950/3.600 = 0,264

Intervalo crítico (tabla 1-8) = 6,5 s; $m = \lambda * t = 0{,}264 * 6{,}5 = 1{,}716$

$P(H \geq 6{,}5) = e^{-m} = e^{-1{,}716} = 0{,}180$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,5 s = 950*0,180 = 171

Tiempo de seguimiento (tabla 1-10) = 4,0 s; $ms = \lambda * t_s = 0{,}264 * 4 = 1{,}056$

$1 - e^{-ms} = 1 - e^{-1{,}056} = 1 - 0{,}348 = 0{,}652$

Capacidad del movimiento directo desde la vía supeditada "2" = 171/0,652 = 262 veh/h.

b. Giro a la derecha del afluente "2"

$V_1 = 450 + 500 = 950$ veh/h; $\lambda = 950/3.600 = 0,264$

Intervalo crítico (tabla 1-8) = 6,2 s; $m = \lambda * t = 0,264 * 6,2 = 1,637$

$P(H \geq 6,2) = e^{-m} = e^{-1,637} = 0,195$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,2 s = 950*0,195 = 185

Tiempo de seguimiento (tabla 1-10) = 3,3 s; $ms = \lambda * t_s = 0,264 * 3,3 = 0,871$

$1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0,871} = 1 - 0,418 = 0,582$

Capacidad del giro a la derecha desde la vía supeditada "2" = 185/0,582 = 318 veh/h.

Supongamos que, por mediciones de campo, se conoce que el 20% del tráfico del afluente "2" gira a la derecha y el 80% sigue directo, por lo tanto:

Capacidad compartida del afluente "2" = 262*0,80 + 318*0,20 = 273 veh/h.

Supongamos ahora, por ejemplo, que en la vía preferente, en el canal de la derecha el porcentaje de vehículos que viajan en pelotones es 20%, y en el canal de la izquierda 15%, y que el intervalo promedio de los vehículos que viajan en pelotones, en cada canal, es de 2,5 segundos.

Esto significa que los vehículos que viajan en pelotones en el canal de la derecha ocupan 0,20*450*2,5 = 225 segundos (proporción = 225/3.600 = 0,063); mientras que los que viajan en el canal de la izquierda ocupan 0.15*500*2,5= 187,5 segundos (proporción = 187,5/3.600 = 0,052).

De la misma manera, el número de vehículos que no están viajando en pelotones está dado por:

Vehículos que no están viajando en pelotones: 950 – (0,20*450 + 0,15*500 – 0,20*0,15*950) = 814.

Vehículos que están viajando en pelotones: 950 – 814 = 136.

A los vehículos que están esperando en la vía supeditada se les presentan las siguientes situaciones en la vía preferente:

- Vehículos viajando en pelotones en el canal de la derecha, y vehículos circulando libremente en el canal de la izquierda: 6,3% del tiempo (proporción 0,063).

- Vehículos viajando en pelotones en el canal de la izquierda, y vehículos circulando libremente en el canal de la derecha: 5,2% del tiempo (proporción 0,052).
- Vehículos viajando en pelotones simultáneamente en el canal de la derecha y en el canal de la izquierda: 0,3% del tiempo (0,063 x 0,052 = 0,003 = 0,3%).
- Vehículos viajando libremente, tanto en el canal de la derecha como en el canal de la izquierda: de acuerdo con las propiedades de las probabilidades sabemos que esta proporción está dada por: 1 – (0,063 + 0,052 – 0,003) = 0,888 (88,8%).

Volumen de vehículos que no están viajando en pelotones = 814
Volumen de vehículos que están viajando en pelotones = 136
Tiempo consumido por los vehículos que viajan en pelotones = 136*2,5 = 340 s
Tiempo disponible para los vehículos que viajan a flujo libre = 3.600 – 340 = 3.260 s
λ = 814/3.260 = 0,250 veh/s.

c. Movimiento directo de la vía supeditada "2"

t = 6, 5 s; m = λ*t = 0,250*6,5 = 1,625

$P(H \geq 6,5) = e^{-m} = e^{-1,625} = 0,197$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,5 s = 814*0,197 = 160

$t_s = 4$; ms = λ*t_s = 0,250*4 = 1,000; $1 - e^{-ms} = 1 - e^{-1,000} = 0,632$

Capacidad del movimiento directo desde la vía supeditada "2" = 160/0,632 = 253 veh/h.

d. Giro a la derecha de la vía supeditada "2"

t = 6,2 s; m = λ*t = 0,250*6,2 = 1,550

$P(H \geq 6,2) = e^{-m} = e^{-1,550} = 0,212$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,2 s = 814*0,212 = 173

ts = 3,3; ms = λ*ts = 0,250*3,3 = 0,825; $1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0,825} = 0,562$

Capacidad del giro a la derecha desde la vía supeditada "2" = 173/0,562 = 308 veh/h.

Capacidad compartida del afluente "2" = 253*0,80 + 308*0,20 = 264 veh/h.

La capacidad de un acceso, en una intersección no regulada por semáforos, es uno de los parámetros requeridos para el análisis de su operación. La relación entre el volu-

men de demanda y este parámetro, conocido como la relación v/c, nos da una primera idea del nivel de servicio. Cuando la relación v/c es baja, podemos esperar una buena operación del tráfico, menos ocurrencia de accidentes y buena aceptación por parte de los conductores de la regulación aplicada. En cambio, si la relación v/c es muy alta, es de esperarse altas demoras en los accesos supeditados por la regulación, y probablemente ocurrirán violaciones a esta regulación, y algunos vehículos de la vía supeditada pueden apropiarse ilegalmente del derecho de paso, causando inconvenientes y demoras a las corrientes de la vía con prioridad. En las calles del centro de muchas de nuestras ciudades vemos que, cuando la demanda aumenta en los accesos supeditados, y además en la vía preferente la demanda también es alta y con bastantes vehículos circulando en pelotones, llega un momento en que se pierde la noción de la regulación y se impone un pugilato por el espacio de la intersección, con consecuencias negativas para la operación de las corrientes de tráfico, tanto en la vía con prioridad como en la supeditada.

1.5.3 Aplicación 3 Movimiento a la derecha desde un enlace de giro hacia una vía de múltiples canales

Consideremos un enlace de giro a la derecha que confluye con una vía de 2 canales (ver figura 1-29).

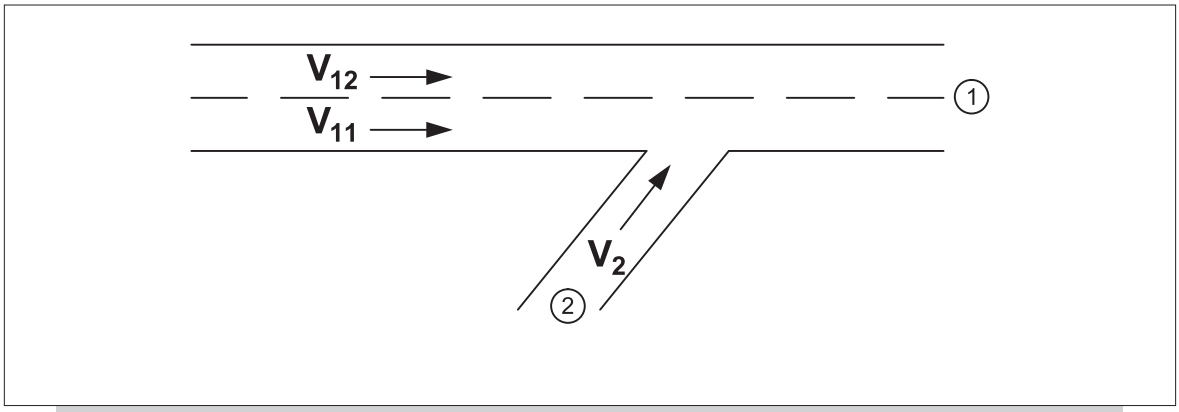


Figura 1-29 Intersección de un canal de giro a la derecha con una vía de dos canales

V_{11} = 500 veh/h; V_{12} = 600 veh/h.

Suponiendo que no hay vehículos pesados y que la pendiente es 0%, se quiere conocer la capacidad para el enlace de giro.

Dependiendo del diseño geométrico, de las condiciones de visibilidad y de otras consideraciones, el enlace puede estar regulado por señales de pare o de ceda el paso. Entrando en la tabla 1-8, tomando el valor correspondiente a "giro a la derecha desde

la vía supeditada", entrando con 2 canales en la vía con prioridad, encontramos que el intervalo crítico es 6,2 segundos. Así mismo, en la tabla 1-10 obtenemos que el tiempo de seguimiento es 3,3 segundos.

Cuando el enlace de giro está bien diseñado, con radios de curvatura e incorporación apropiados, el vehículo puede entrar al canal adyacente, en la vía con prioridad (canal de la derecha), y entonces los intervalos de interés se calculan utilizando el volumen V_{11} = 500; pero si los radios de curvatura y/o la incorporación no son apropiados, entonces el vehículo, al confluir, puede invadir el otro canal (el canal de la izquierda), y en este caso el volumen a utilizar será $V_{11} + V_{12} = 500 + 600 = 1.100$.

Considerando la incorporación en el canal adyacente tenemos: V = 500 veh/h; $\lambda = 500/3.600 = 0,139$; t = 6,2 s; m = 0,139*6,2 = 0,862

$P(H \geq 6,2) = e^{-0,862} = 0,422$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,2 = 500*0,422 = 211

ts = 3,3; ms = λ*ts = 0,139*3,3 = 0,459

$1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0,459} = 1 - 0,632 = 0,368$

Capacidad del enlace de giro a la derecha = 211/0,368 = 573 veh/h.

Considerando que los giros invaden los dos canales de la vía preferente tenemos:

V = 1.100; $\lambda = 1.100/3.600 = 0,306$; t = 6,2 s; m = 0,306*6,2 = 1,897

$P(H \geq 6,2) = e^{-1,897} = 0,150$

Número de intervalos iguales o superiores a 6,2 = 1.100*0,150 = 165

ts = 3,3; ms = λ*ts = 0,306*3,3 = 1,01

$1 - e^{-ms} = 1 - e^{-1,01} = 1 - 0,364 = 0,636$

Capacidad del enlace de giro a la derecha = 165/0,636 = 259 veh/h.

La existencia de pelotones, en la vía preferente, afectaría estos resultados, y su tratamiento sería similar al de los casos estudiados en los ejemplos anteriores.

1.5.4 Aplicación 4 Capacidad de giros a la izquierda desde la vía con prioridad

Consideremos el movimiento de giro a la izquierda desde la vía preferente, en una intersección no semaforizada (ver figura 1-30).

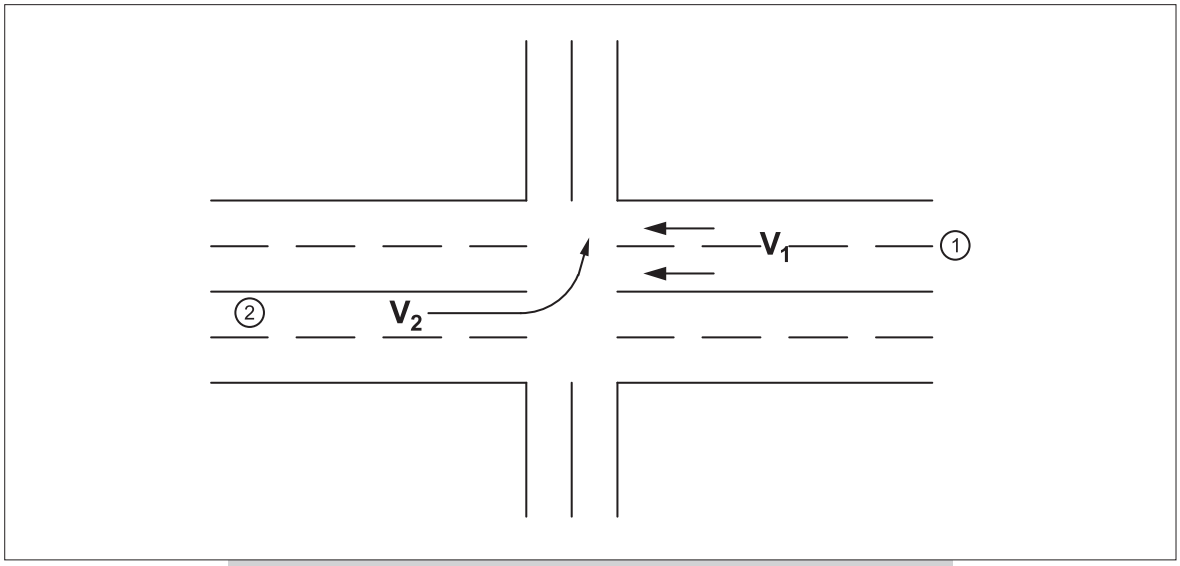


Figura 1-30 Giro a la izquierda desde la vía preferente, en una intersección no semaforizada

V_1 = 800 veh/h.

Suponiendo que no hay presencia de vehículos pesados y que la pendiente es 0%, entramos en la tabla 1-8 en la columna de 2 canales en la vía con prioridad, y encontramos que el intervalo crítico para el "giro a la izquierda desde la vía con prioridad" es 4,1 segundos. De la tabla 1-10 obtenemos que el tiempo de seguimiento es 2,2 segundos.

$V = 800$ veh/h; $\lambda = 800/3.600 = 0{,}222$; $t = 4{,}1$ s; $m = \lambda * t = 0{,}222 \times 4{,}1 = 0{,}910$

$P(H \geq 4, 1) = e^{-m} = e^{-0{,}910} = 0{,}402$

Número de intervalos iguales o superiores a 4,1 s = 800x0, 402 = 322

$ts = 2{,}2$ s; $m = \lambda * ts = 0{,}222 * 2{,}2 = 0{,}488$

$1 - e^{-ms} = 1 - e^{-0{,}488} = 1 - 0{,}614 = 0{,}386$

Capacidad del giro a la izquierda desde la vía con prioridad = 322/0,386 = 834 veh/h.

Al igual que en otras situaciones, la relación v/c, entre la demanda y la capacidad, de los giros a la izquierda, es un factor muy importante para analizar la operación de los mismos y su influencia en el nivel de servicio y en la seguridad de la vía preferente. Si la demanda de giros a la izquierda es alta, comparada con la capacidad, mayores serán las incomodidades e interferencias a los vehículos en la vía preferente, y mayores las posibilidades de ocurrencia de accidentes. Sin embargo, para analizar completamente la operación de los giros a la izquierda y del tráfico en la vía preferente, además de la demanda y la capacidad de ese movimiento, hay que analizar otros factores, como son el número de canales y la velocidad de la vía preferente. Este análisis puede plantear la necesidad de agregar un canal exclusivo para efectuar los giros. Este tema se trata en el capítulo 9, sección 9.4.1.

Los problemas de aplicación estudiados en esta sección son relativamente simples, pero se presentan en muchas situaciones prácticas, por lo que son de gran utilidad. En casos más complejos, en intersecciones donde intervienen varias corrientes de tráfico en conflicto, la metodología empleada por el HCM, en el capítulo 17, constituye un instrumento muy valioso para su análisis (44).

1.6 Longitud de los canales de giro a la izquierda

Este aspecto se puede tratar como una aplicación de los conceptos relacionados con la llegada de los vehículos, utilizando la distribución de Poisson (ver figura 1-31).

Por ejemplo: el volumen de giros a la izquierda es 216 veh/h y queremos determinar la longitud del canal, de tal manera que en un período de 1 minuto exista una probabilidad de 99% de no ser rebasado.

En la mayoría de las situaciones reales, se puede asumir que las llegadas de los vehículos que giran a la izquierda son aleatorias, por lo que la aplicación de la distribución de Poisson resulta apropiada.

Sabemos que la probabilidad de que en un intervalo de tiempo t = 1 minuto (60 segundos) lleguen exactamente x vehículos está dada por:

$$P(x) = m^x * e^{-m}/x!$$

$$\lambda = V/3.600 = 216/3.600 = 0{,}06 \text{ veh/s};\ t = 60 \text{ s};\ m = \lambda * t = 0{,}06 \times 60 = 3{,}6$$

$$P(x) = (3{,}6^x * e^{-3{,}6})/x!$$

El problema planteado consiste en determinar el número de vehículos, N, de tal manera que la probabilidad de que en 1 minuto lleguen N o menos vehículos sea 99%, es decir, queremos hallar N tal que $P(x \leq N) = 0{,}99$ (ver figura 1-31):

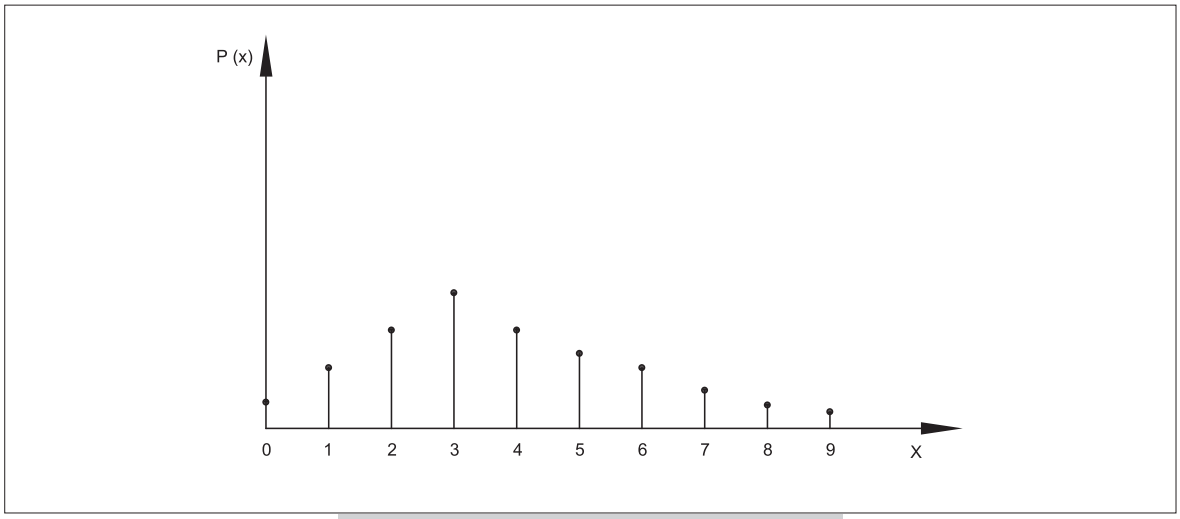


Figura 1-31 Distribución de Poisson

Como la incógnita es N, procedemos de la siguiente manera:

$P(x = 0) = (3{,}6^{0} * e^{-3{,}6})/0! = 0{,}027$
$P(x = 1) = (3{,}6^{1} * e^{-3{,}6})/1! = 0{,}098$
$P(x = 2) = (3{,}6^{2} * e^{-3{,}6})/2! = 0{,}177$
$P(x = 3) = (3{,}6^{3} * e^{-3{,}6})/3! = 0{,}212$
$P(x = 4) = (3{,}6^{4} * e^{-3{,}6})/4! = 0{,}191$
$P(x = 5) = (3{,}6^{5} * e^{-3{,}6})/5! = 0{,}138$
$P(x = 6) = (3{,}6^{6} * e^{-3{,}6})/6! = 0{,}083$
$P(x = 7) = (3{,}6^{7} * e^{-3{,}6})/7! = 0{,}042$
$P(x = 8) = (3{,}6^{8} * e^{-3{,}6})/8! = 0{,}019$
$P(x = 9) = (3{,}6^{9} * e^{-3{,}6})/9! = 0{,}008$

Sumando parcialmente tenemos que:

$P(x \leq 7) = 0{,}968 \approx 0{,}97$
$P(x \leq 8) = 0{,}987 \approx 0{,}99$
$P(x \leq 9) = 0{,}995$

Entonces, la longitud del canal de giro a la izquierda debe ser capaz de almacenar 8 vehículos para que, durante un período de tiempo de 1 minuto, en el 99% de las veces no sea rebasado. Si asumimos un espaciamiento de 7,5 m, resulta una longitud de 60 metros.

Esta solución considera implícitamente que la capacidad del giro a la izquierda es de por lo menos 8 veh/min, es decir, 480 veh/h, lo cual depende del volumen de tráfico opuesto (ver ejemplo 4 en la sección 1.5).

En intersecciones no reguladas por semáforos, la AASHTO recomienda que la longitud de almacenamiento de un canal de giro sea capaz de contener el número promedio de vehículos que llegan en un período de 2 minutos durante la hora pico (45). En el presente ejemplo resultaría una longitud de (216/3.600)*120 = 7,2 vehículos ≈ 8 vehículos.

Sin embargo, en algunas circunstancias, cuando existan muy pocas oportunidades para completar la maniobra de giro, lo cual a su vez depende del volumen de tráfico opuesto, el ingeniero puede decidir utilizar un período superior a 2 minutos para el cálculo de la longitud. Una buena guía para estimar la dificultad de la maniobra de giro es el cálculo de la capacidad del giro a la izquierda, como se indica en el problema 4 de la sección 1.5, a partir del cual se indicó que una relación volumen/capacidad alta es una medida del grado de dificultad para realizar la maniobra.

En intersecciones reguladas por semáforos, la AASHTO recomienda que la longitud de almacenamiento de un canal de giro a la izquierda sea de 1,5 a 2 veces el número promedio de vehículos que llegan en un ciclo (45).

Además, la AASHTO recomienda que, en cualquier intersección donde se justifique un canal de giro a la izquierda, su longitud nunca debe ser menor de la necesaria para almacenar dos vehículos particulares, y cuando el porcentaje de camiones supere el 10% el canal debe almacenar por lo menos un vehículo particular y un camión (45).

1.7 Aceleración y deceleración de los vehículos en las intersecciones

Cuando un vehículo se acerca, o se aleja de una intersección, realiza maniobras que, en algunas circunstancias, ameritan que el conductor acelere o decelere, para acoplarse a las trayectorias de otros vehículos, en su misma u otra corriente de tráfico.

1.7.1 Aceleración

En los siguientes párrafos se estudian diferentes conceptos relacionados con la aceleración de los vehículos en las vías, distinguiéndose los de: aceleraciones máximas, aceleraciones típicas y aceleraciones de diseño, todas de importancia para el ingeniero de tránsito y para el ingeniero vial.

a. Aceleraciones máximas

La aceleración máxima se refiere a la que es capaz de desarrollar un vehículo, la cual depende de: 1) la fuerza de tracción ejercida por el pavimento sobre los neumáticos, originada por el momento que el motor transmite a las ruedas tractoras, 2) el peso total del vehículo y 3) las fuerzas que se oponen al mismo vehículo.

Haciendo ciertas hipótesis y simplificaciones, la fuerza de tracción, en caso de marcha a trote completo, se puede calcular por (46):

$Ft = 270*P/V$……..……. (ec. 1-44)

Donde:

Ft = Fuerza de tracción en kg

P = Potencia neta del motor en HP

V = Velocidad del vehículo en km/h.

La potencia neta se obtiene a partir de la potencia máxima (la que da el fabricante), restándole las reducciones que toman en cuenta la eficiencia del motor y las transmisiones.

Si no existieran fuerzas que se opongan al movimiento de un vehículo, aplicando la segunda ley de Newton tenemos:

$Ft = 270*P/V = (W/g)*a$

Donde:

W = Peso del vehículo en kg

g = aceleración de la gravedad = 9,81 m/s^2

a = aceleración del vehículo en m/s^2

Despejando ¨a ¨ obtenemos:

$a = (2.648,7/V)*(1/W/P)$……..……... (ec. 1-45)

La expresión W/P es llamada la relación Peso/Potencia, y se expresa en kg/HP. Este parámetro tiene una influencia muy marcada en la aceleración máxima que pueden desarrollar los vehículos.

Los automóviles se caracterizan por tener relaciones Peso/Potencia bajas y muy inferiores a las de los camiones, y por lo tanto pueden alcanzar aceleraciones mucho mayores.

En la ecuación 1-45 vemos que la velocidad, V, está en el denominador, por lo que entre más pequeña sea mayor será la aceleración, y a medida que aumenta la velocidad disminuye la aceleración. Cuando arrancamos un vehículo desde la posición de parada observamos que lo hacemos con una aceleración alta y rápidamente podemos incrementar la velocidad; pero cuando circulamos a una alta velocidad y tratamos de acelerar para incrementar la misma vemos que tardamos más tiempo.

Las principales fuerzas que se oponen al movimiento de un vehículo, y que originan que la aceleración que puede desarrollar el mismo sea menor a la obtenida por la ecuación 1-45, son: la resistencia del aire, la resistencia al rodamiento y la resistencia debida a la gravedad.

La resistencia del aire depende del área transversal y de la forma del vehículo, así como de su velocidad relativa respecto a la del aire. La resistencia al rodamiento depen-

de del peso del vehículo, así como de las características y condiciones de los neumáticos y del pavimento.

La resistencia debida a la gravedad es la componente del peso del vehículo en la dirección de la pendiente de la vía, siendo este factor uno de los que más influye en la reducción de la máxima aceleración que pueden alcanzar los vehículos. La pendiente tiene una influencia muy marcada en los camiones, sobre todo los de mayor Peso/Potencia.

En la tabla 1-11 se muestran valores de aceleraciones máximas de varios tipos de vehículos y diferentes pendientes de la vía, tomados del libro *Principios de ingeniería de tránsito,* del Dr. Guido Radelat (47), y provienen de la quinta edición (1999) del *Transportation and Traffic Engineering Handbook*. Estos valores se corresponden con vehículos en los Estados Unidos de años muy anteriores, cuyas características mecánicas y físicas han ido cambiando; pero permiten comparar el comportamiento de los distintos tipos de vehículos (y sus implícitas diferencias en las relaciones Peso/Potencia) en diversas pendientes.

Tabla 1-11. Tasas máximas de aceleración (m/s^2) en pendientes de 0%

Tipo de vehículo	Relación peso/ potencia (kg/ hp)	Cambios de velocidad (km/h)				
		0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 - 100
Automóviles	12	2,7	2,5	2,2	1,9	1,6
	14	2,3	2,1	1,8	1,6	1,4
	16	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3
	18	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2
	20	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2
Camiones	50	0,7	0,6	0,5	0,2	0,1
	100	0,5	0,4	0,3	0,1	0,1
	150	0,4	0,3	0,2	0,1	0
	200	0,3	0,2	0,1	0	0
	250	0,2	0,1	0	0	0

Fuente: Dr. Guido Radelat, *Principios de ingeniería de tránsito*, Institute of Transportation Engineers, (Washington, D. C., Institute of Transportation Engineers, Publication No TB-016, 2003), Tabla 2-4, p. 26.

En pendientes diferentes a 0%, para calcular la aceleración máxima tomamos los valores de la tabla 1-11 y hacemos uso de la siguiente relación, que es de conocimiento general y se deduce aplicando conceptos básicos de Física:

Máxima aceleración en una pendiente i = Máxima aceleración para 0% – $g^*(i/100)$

Donde i es la pendiente en % (con signo + si es en subida y signo – en bajada), y g es la aceleración de la gravedad (g = 9,81 m/s^2).

Así, por ejemplo, la aceleración máxima para acelerar de 0 a 20 km/h, de un camión con relación peso potencia de 100 kg/HP, en una pendiente de + 4% es:

Aceleración máxima = 0,5 (según tabla 1-11) – 9,81*(4/100) = 0,11 m/s^2.

b. Aceleraciones típicas

Las aceleraciones típicas se refieren a las que adoptan los conductores en condiciones normales de manejo, cuando no están urgidos de aceleraciones rápidas; dependen de las características y comportamiento de los conductores, del tipo de vehículo y del medio circundante.

Cuando se trata de automóviles, normalmente las aceleraciones que adoptan los conductores son inferiores a las máximas, y están muy relacionadas con el confort. Los conductores de camiones, en cambio, aplican aceleraciones que se acercan más a las máximas posibles, para tratar de aprovechar las habilidades de los vehículos. Por otra parte, las aceleraciones en los autobuses están muy influenciadas por el confort y seguridad de los pasajeros que viajan de pie.

En la tabla 1-12 se muestran valores de aceleraciones típicas de automóviles, suministrados en la segunda edición (1982) del *Transportation and Traffic Engineering Handbook* (48).

Tabla 1-12. Tasas típicas de aceleración de automóviles (m/s^2)

Cambio de velocidad (km/h)	Tasa de aceleración (m/s^2)
0 – 24	**1,47**
24 – 48	1,47
48 – 64	1,47
64 – 80	1,17
80 – 96	0,89
96 - 112	0,58

Fuente: Wolfgan S. Homburger, Editor; Louis E. Keefer and William R. McGrath, Associate Editors, *Transportation and Traffic Engineering Handbook,* 2a. edición (Pretice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982), p. 168.

c. Aceleraciones de diseño

Las tasas de aceleración de diseño consideran las que adoptan los conductores, tanto en condiciones sin premura como cuando se ven enfrentados a situaciones de peligro, u otras especiales en donde se ven obligados a utilizar valores mayores. También,

para el diseño, se consideran los diversos tipos de vehículos que conforman las corrientes de tráfico. La AASHTO adopta tasas de aceleración correspondientes a automóviles compactos con motores de baja potencia y camiones y autobuses cargados (49).

En las intersecciones a nivel interesa conocer la distancia y el tiempo transcurrido para que un vehículo que arranca desde la posición de parada alcance una cierta velocidad. En algunas ocasiones, también interesa conocer la distancia y el tiempo transcurrido para que un vehículo, partiendo de una velocidad V1, pase a una velocidad V2.

En la tabla 1-13 se indican las tasas de aceleración de diseño recomendadas por la AASHTO 2001, para automóviles en pendientes de 0%.

Tabla 1-13. Tasas de aceleración de diseño para automóviles en pendientes de 0 %

Cambio de velocidad (km/h)	Aceleración (m/s²)
0 – 30	1,52
0 – 40	1,44
0 – 50	1,35
0 – 60	1,25
0 – 70	1,15
0 – 80	1,06
0 – 90	0,93
0 – 100	0,82
0 – 110	0,69
30 – 40	1,35
40 – 50	1,22
50 – 60	1,08
60 – 70	0,94
70 – 80	0,85
80 – 90	0,63
90 – 100	0,54
100 – 110	0,39

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D.C.: AAHSTO, 2001), p. 44.

En la tabla 1-14 se indican las tasas de aceleración de diseño recomendadas por la AASHTO 1994, para camiones.

Tabla 1-14. Tasas de aceleración de diseño para camiones en pendientes de 0 %		
Cambio de velocidad (km/h)	**Tasas de aceleración (m/s²)**	
	Camiones SU	**Camiones WB-15**
0 – 15	0,75	0,51
0 – 20	0,75	0,51
0 – 25	0,73	0,50
0 – 30	0,72	0,49
0 – 35	0,71	0,48
0 – 40	0,71	0,48
0 – 45	0,70	0,47
15 – 20	0,75	0,51
20 – 25	0,70	0,49
25 – 30	0,70	0,46
30 – 35	0,70	0,46
35 – 40	0,68	0,45
40 - 45	0,68	0,45

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, (Washington, D.C.: AAHSTO, 1994), p. 705.

1.7.2 Deceleración

En las intersecciones, en muchas circunstancias, los conductores requieren decelerar. Algunas veces, por precaución, disminuyen la velocidad cuando se acercan a una intersección, sobre todo cuando se trata de intersecciones sin ningún tipo de control. La presencia de la luz de un semáforo en rojo, de una señal de pare, de peatones, vehículos estacionados u otros obstáculos, obliga a detener su vehículo.

También, para realizar maniobras de giro, con existencia o no de canales auxiliares, los conductores reducen su velocidad, para ajustarse a la geometría y condiciones físicas de dicho giro.

Las tasas máximas de deceleración dependen de las capacidades del sistema de freno del vehículo, así como de la fricción que se genera entre los neumáticos y el pavimento.

Cuando un vehículo frena, se desarrolla un factor de fricción, f (adimensional), y la deceleración, a (m/s²), se relaciona con ese factor mediante la siguiente expresión:

$a = f*g$ ..... (ec. 1-46)

Donde:

a = deceleración (m/s²)
f = factor de fricción (adimensional)
g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

a. Deceleración máxima

De acuerdo con la ecuación 1-46, la máxima deceleración que se puede desarrollar depende del valor máximo que puede alcanzar el factor de fricción, f, y se sabe que su límite máximo es el llamado coeficiente de rozamiento, μ.

El coeficiente de rozamiento, μ, depende de las características de los neumáticos, presión de inflado, estado de desgaste, etc., así como del tipo y condiciones del pavimento y de su estado de humedad y de la velocidad del vehículo. En la tabla 1-15 se muestran algunos valores de este coeficiente.

Tabla 1-15. Coeficientes de rozamiento, μ

Tipo de pavimento	Superficie seca		Superficie húmeda
	Neumáticos nuevos	Neumáticos lisos	
Velocidad = 20 km/h			
Concreto asfáltico	0,77	0,61	
Concreto portland	0,76	0,64	
Velocidad = 40 km/h			
Concreto asfáltico	0,77	0,59	0,38
Concreto portland	0,76	0,50	0,38
Velocidad = 60 km/h			
Concreto asfáltico	0,77	0,51	0,33
Concreto portland	0,76	0,35	0,33
Velocidad = 80 km/h			
Todos			0,30
Todos			0,29

Fuente: Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), p. 28.

Así, por ejemplo, un vehículo que circula a una velocidad de 60 km/h, sobre un pavimento asfáltico, superficie seca y con neumáticos en buen estado, puede decelerar con una tasa máxima de a = 0,77*9,81 = 7,56 m/s². En cambio, si los neumáticos están lisos, la deceleración será: a = 0,59*9,81 = 5,79 m/s². Si se aplican deceleraciones mayores, el vehículo patinará y el conductor perderá el control del mismo.

Para conseguir estas aceleraciones máximas, se asume que el sistema de frenos del vehículo está en buenas condiciones y permite aplicar las fuerzas necesarias para ello.

Otros aspectos, relacionados con las tasas máximas de deceleración, son la comodidad y la seguridad de los ocupantes del vehículo. Así, por observaciones, se sabe que valores superiores a 4,9 m/s^2 son incómodos y hace que los pasajeros deslicen sobre sus asientos. Deceleraciones muy grandes pueden ocasionar daños a las personas y a los objetos dentro del vehículo. Valores superiores a 20g pueden producir lesiones mortales. A manera de referencia, un choque promedio produce deceleraciones de 1g a 4g, mientras que un choque frontal de dos vehículos a 64 km/h produce una deceleración de 16g (50).

b. Deceleraciones típicas

Las deceleraciones típicas que adoptan los conductores dependen de las circunstancias a las cuales se enfrentan. Así, por ejemplo, cuando tienen conocimiento de que se acercan a una intersección donde tienen que detenerse, por la presencia de un semáforo en rojo o una señal de pare, normalmente aplican tasas bajas, entre 1,5 y 2,4 m/s^2, utilizando los valores mayores para bajas velocidades y los menores para velocidades altas; en cambio, si aparece un obstáculo sorpresivamente en su trayectoria utilizarán mayores deceleraciones.

c. Deceleraciones de diseño

En el diseño de intersecciones hay dos circunstancias de interés: deceleraciones para detenerse y deceleraciones para el diseño de canales auxiliares.

1. Deceleraciones para detenerse

La necesidad de detenerse se puede presentar por la existencia de controles de tráfico, tales como señales de pare o porque el semáforo está en rojo; o porque aparece un obstáculo inesperado, como puede ser la presencia de peatones, ciclistas u otros vehículos. En estos casos, el diseño de la intersección debe contemplar la provisión de una distancia visible al conductor igual o mayor que la distancia de visibilidad de frenado, DVF.

De acuerdo con diversos estudios, se conoce que cuando los conductores se ven en la necesidad de frenar por la aparición de un obstáculo inesperado, la mayoría decelera con una tasa mayor de 4,5 m/s^2. La AASHTO 2001 recomienda, para determinar la distancia de visibilidad de frenado, DVF, una deceleración de 3,4 m/s^2, considerando que es una tasa confortable para la mayoría de los conductores, y tomando en cuenta que aproximadamente el 90% de los conductores deceleran a tasas mayores (51).

La distancia de visibilidad de frenado se calcula por la siguiente ecuación:

$$DVF = (V*t_r) /3, 6 + V^2/ (254*a/g) \quad \text{(ec. 1-47)}$$

Donde:
DVF = Distancia de visibilidad de frenado (m)

t_r = Tiempo de reacción (s)
V = Velocidad de diseño de la vía (km/h)
a = Deceleración de diseño (m/s^2)
g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s^2)

Versiones de la AASHTO anteriores a la de 2001, utilizaban la conocida ecuación:

$$DVF = (V*t_r)/3,6 + V^2/(254*f) \quad \text{(ec. 1-48)}$$

Comparando las ecuaciones 1-47 y 1-48 tenemos que:

$$254*a/g = 254*f$$

De donde obtenemos que: $f = a/g$ y $a = f*g$ (ver ecuación 1-46).

Cuando en la vía existe una pendiente "i", la ecuación 1-47 se transforma en:

$$DVF = (V*t_r)/3,6 + V^2/(254*a/(g \pm i)) \quad \text{(ec. 1-49)}$$

Donde "i" es la pendiente (en decimales), empleándose el signo + en las positivas y el – en las negativas.

La aplicación de las ecuaciones 1-47 ó 1-49, utilizando el valor recomendado por la AASHTO 2001 de a = 3,4 m/s^2, implica el empleo de un valor único de f = 3,4/9,81 = 0,347, constante para cualquier velocidad. En las versiones anteriores a 2001, los valores utilizados se correspondían con los factores de fricción para superficies húmedas, según se indican en la tabla 1-15, y los cuales varían con la velocidad.

2. Deceleraciones para el diseño de canales auxiliares

Para el diseño de canales auxiliares, para giros a la izquierda o a la derecha, se toma en cuenta el hecho de que los conductores generalmente deceleran para detenerse o para adaptarse a la velocidad de giro. En estos casos los conductores normalmente entran al canal con una velocidad parecida a la velocidad promedio de marcha correspondiente a bajos volúmenes de tránsito, y luego mantienen esa velocidad durante cierto tiempo o deceleran con una tasa baja, y es al final cuando aplican una deceleración mayor.

La AASHTO 2001 proporciona las longitudes de deceleración recomendadas para el diseño de los canales auxiliares, aplicando diversas tasas de deceleración, dependiendo de las velocidades en la vía directa y en el giro (52). Este aspecto se estudiará con mayor detalle en otro capítulo más adelante.

1.8 Conceptos elementales sobre las colas

La teoría de colas estudia el fenómeno de la formación de las colas y las demoras que ocurren cuando un servicio no puede atender inmediata y simultáneamente a todos los clientes que demandan ser atendidos.

El ingeniero de tránsito, en muchas ocasiones, se enfrenta a situaciones en donde la demanda vehicular es mayor que la capacidad de una facilidad, constituyendo las intersecciones un ejemplo muy conspicuo.

Un sistema de cola se puede representar esquemáticamente como en la figura 1-32.

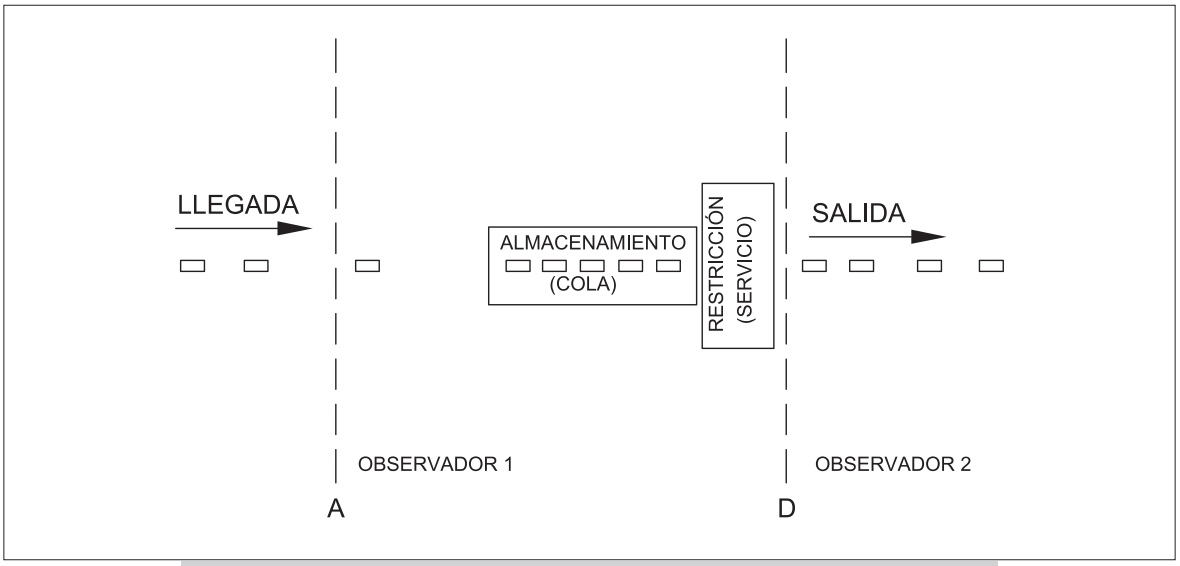


Figura 1-32 Representación esquemática de un sistema de cola

A los elementos que llegan (vehículos, personas, productos, etc.) se les llama, en la teoría de colas, los clientes, que pueden arribar uno detrás del otro, o agrupados, o de cualquier otra manera.

La restricción, generalmente, se relaciona con un servicio que se les presta a los clientes. Por ejemplo, las personas en un banco realizan operaciones en una de las taquillas; los vehículos en una estación de peaje pagan, reciben un recibo y obtienen el permiso para pasar. En una intersección los vehículos de una corriente de tránsito reciben el "permiso" para atravesarla. Para obtener el servicio deseado se requiere un tiempo de servicio, t_s.

Si un cliente requiere un tiempo t_s para ser servido, podemos decir que $\mu = 1/t_s$ representa la rata de servicio, es decir, el número de clientes que pueden ser servidos por unidad de tiempo. Por ejemplo, si en una estación de peaje el tiempo para atender a un vehículo es $t_s = 5$ s, entonces la rata de servicio es $\mu = 1/5 = 0{,}20$ veh/s (= 12 veh/min = 720 veh/h).

Como todos los clientes no pueden ser atendidos simultáneamente, algunos deben esperar mientras otros reciben el servicio. Se dice, entonces, que los clientes esperan en cola y experimentan demoras. La longitud de la cola y el tiempo de demora son parámetros de suma importancia para analizar la eficiencia del sistema en estudio.

Las colas, en algunos casos, son lineales, tal como ocurre con los vehículos que esperan en un canal de un acceso a una intersección; en otras situaciones la cola se refiere a clientes amontonados, como por ejemplo, los peatones que esperan en una esquina para cruzar la calzada, o los pasajeros que esperan para subir a un autobús y, en general, puede tener otras connotaciones: por ejemplo, correos electrónicos en espera para ser enviados o para ser leídos, etc.

Los patrones de las llegadas de los clientes son de naturaleza muy variada: pueden llegar en intervalos regulares, o también lo pueden hacer aleatoriamente; pueden llegar individualmente o en grupos, etc. Así mismo, el servicio se puede prestar de muy diversas maneras: la rata de servicio (o el tiempo de servicio) puede ser constante o puede cambiar cada cierto tiempo, o puede ser aleatorio, etc. Por lo tanto, el análisis de las colas y las demoras puede ser bastante complicado si queremos estudiarlos con bastante precisión; pero en la ingeniería de tránsito, en muchas ocasiones, estamos interesados en conocer ciertas medidas de valor, cualitativas o cuantitativas, pero sin requerir un grado extremo de precisión, por lo que algunos métodos simples de análisis pueden orientar al ingeniero sobre las medidas a adoptar en determinadas circunstancias.

El conocimiento de algunos aspectos de las colas, y algunos métodos simples de análisis, pueden ayudar al ingeniero a seleccionar el diseño más apropiado de una facilidad o una medida de operación, o le pueden sugerir la necesidad de utilizar procedimientos más sofisticados de análisis. A continuación, se tratan algunos aspectos elementales que van en el camino de orientar al ingeniero (53).

1.8.1 Curva de llegada

Supongamos que colocamos un observador "1" (ver figura 1-32) corriente arriba de una restricción (por ejemplo, en un acceso corriente arriba de una intersección) en un punto "A" (antes de la cola), y observamos los vehículos 1, 2,……j,……n; así como los tiempos t_1, t_2,……t_j,……..t_n, correspondientes al momento cuando pasan por dicho punto. Podemos dibujar una curva como la mostrada en la figura 1-33, en donde ubicamos, en las abscisas los tiempos t_1, t_2, ……t_j,……..t_n, mientras que en las ordenadas llevamos en forma acumulada los vehículos identificados por el orden de llegada (seleccionamos una distancia vertical apropiada para representar cada vehículo). A esta curva se le llama la curva de llegada A (t), la cual podemos utilizar de dos maneras: si entramos en el eje de las abscisas con un tiempo t_j leemos en las ordenadas el número del vehículo que pasó en ese instante "j" o lo que es lo mismo, cuántos vehículos, A (t_j) = j, han llegado. Y si entramos en el eje de las ordenadas con un vehículo cualquiera "j", leemos en las abscisas cuál fue el tiempo de llegada, t_j.

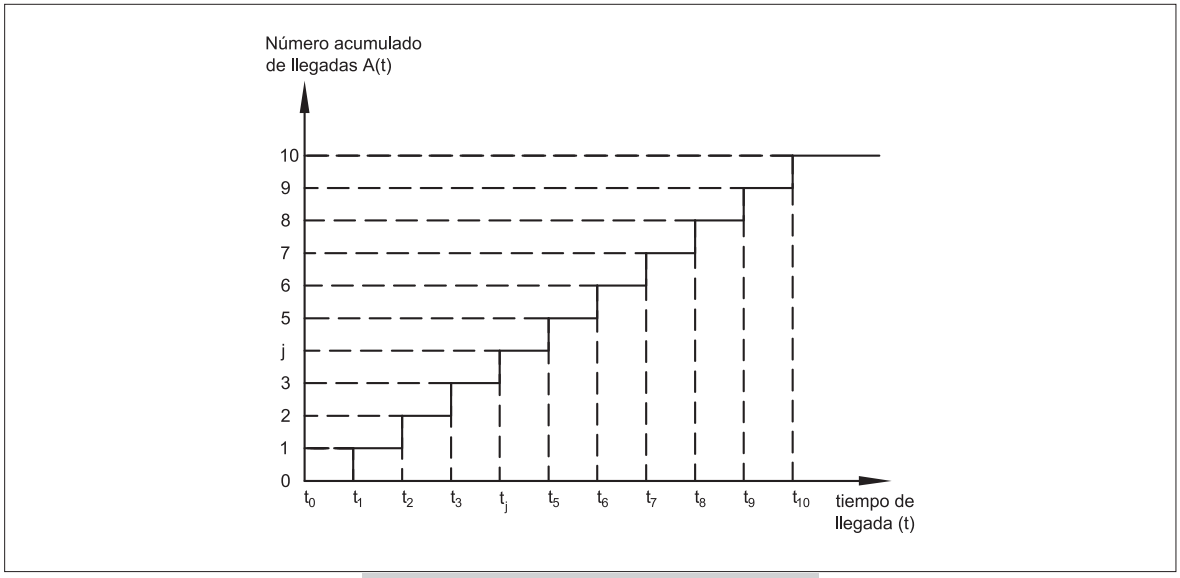


Figura 1-33 Curva de llegada A (t)

1.8.2 Curva de salida

Supongamos que simultáneamente con el observador "1" colocamos un observador "2" en un punto "D" localizado después de la restricción (ver figura 1-32), el cual registra los tiempos t'_1, t'_2, ... $t'j$, ..., cuando pasan los vehículos 1, 2, ...j,....., y dibujamos una curva como la mostrada en la figura 1-34, llevando en las abscisas los tiempos t'_1, t'_2, ... $t'j$, ..., y en las ordenadas, en forma acumulada, los vehículos identificados por el orden de salida. Esta curva recibe el nombre de curva de salida D (t).

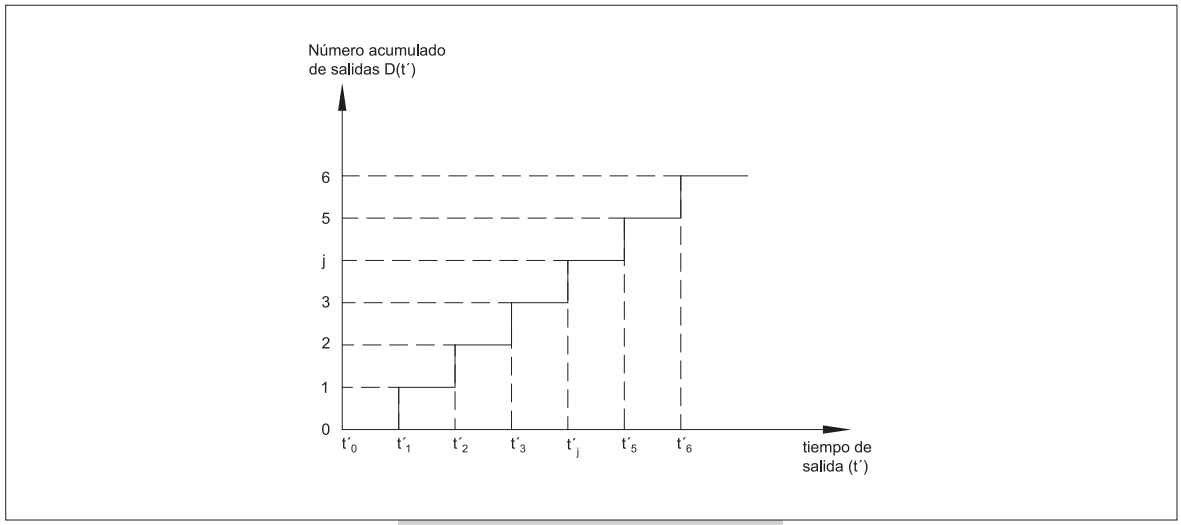


Figura 1-34 Curva de salida

Esta curva también la podemos utilizar de dos maneras: entrando en el eje de las abscisas con un tiempo t'_j y leyendo en las ordenadas el orden de salida del vehículo, j, que pasó en ese instante o, lo que es lo mismo, cuántos vehículos, $D(t'_j) = j$, han salido de la restricción.

1.8.3 Colas y demoras

Si en el instante t_o, cuando los observadores 1 y 2 comienzan a hacer los conteos y tomar el tiempo, no existen vehículos en cola ni circulando entre el punto A y la restricción (ver figura 1-32), y si además suponemos que los vehículos salen de la restricción en el mismo orden en que llegan a la misma, es decir, que no hay adelantamientos, entonces podemos dibujar las curvas A (t) y D (t) en un solo gráfico, como el de la figura 1-35.

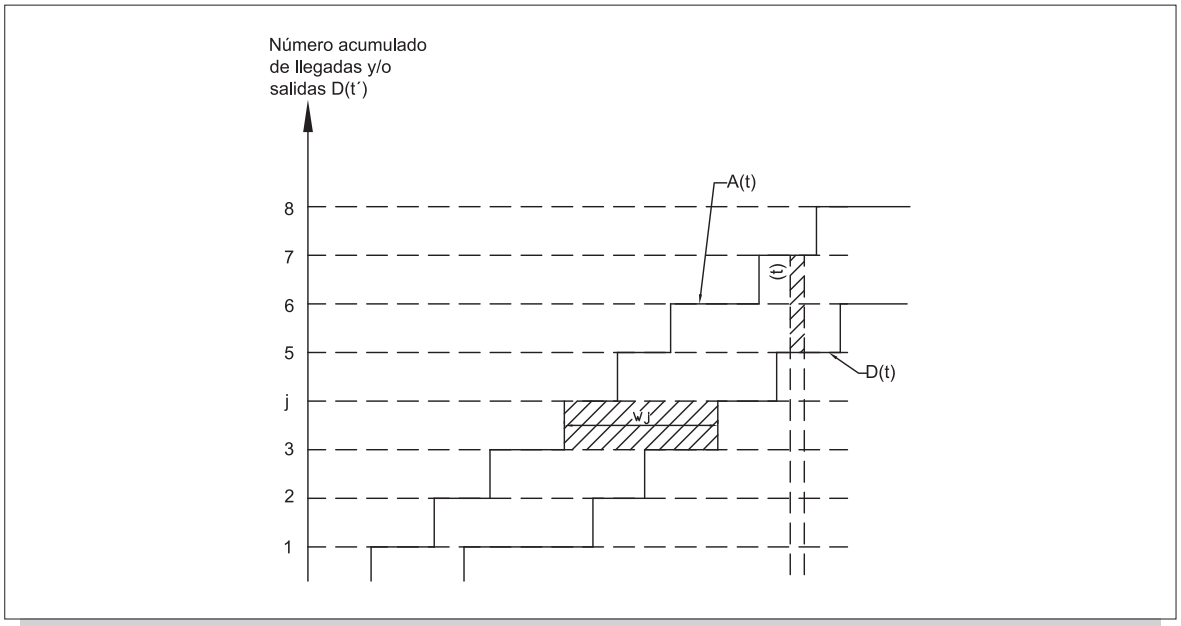


Figura 1-35 Curvas de llegada A (t) y salida D (t)
Fuente: G. F. Newell, Professor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory,* 1a. edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), p. 8.

En este gráfico, vemos que un vehículo j llega en el instante t_j y sale en el instante t'_j, y se dice entonces que el mismo estuvo sometido a una demora $W_j = t'_j - t_j$. También podemos ver que la demora de este vehículo está representada por el área del rectángulo que tiene como base Wj y altura 1 (distancia vertical entre j-1 y j); y, de acuerdo al gráfico, se puede decir que el área delimitada por dos líneas horizontales trazadas por j+1 y j+n y las curvas A (t) y D (t), representa la demora total a los "n" vehículos entre j+1 y j+n (ver figura 1-36) (54).

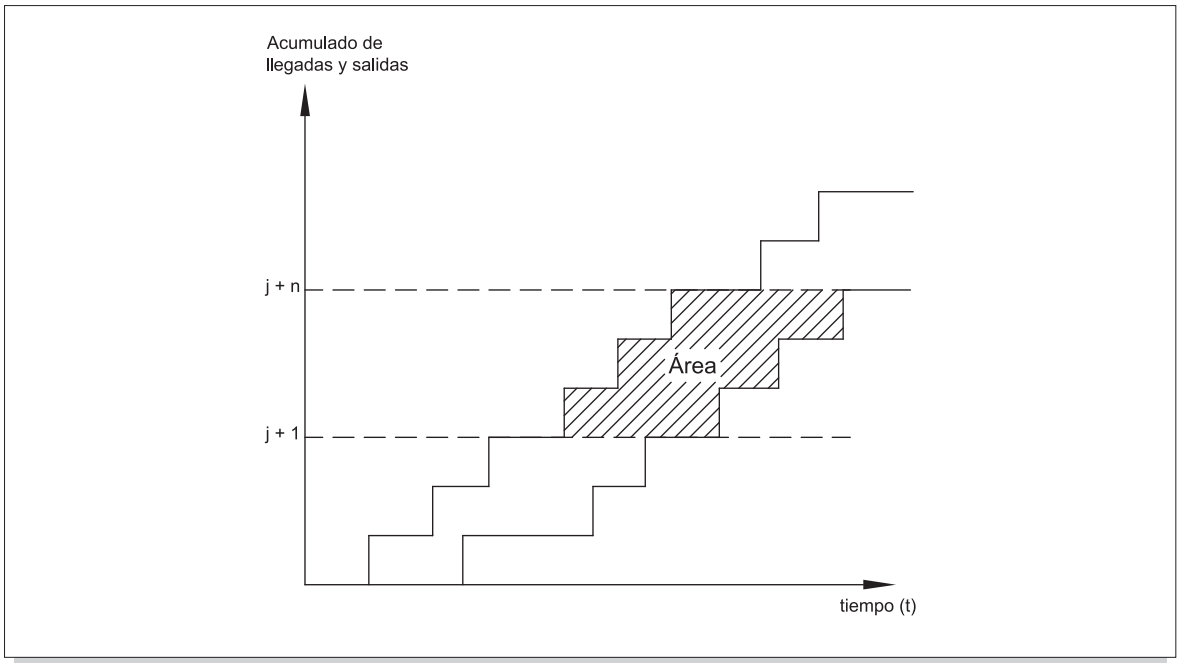


Figura 1-36. Demora entre j+1 y j+n
Fuente: G. F. Newell, Professor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a. edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), p. 8.

Si queremos calcular la demora promedio por vehículo, aplicamos la siguiente ecuación:

Demora promedio = tiempo total/n = Área/n …..…… (ec. 1-50)

También podemos observar en el gráfico de la fig. 1-35 que, en un instante "t", han llegado A (t) y salido D (t) vehículos, por lo tanto el número de vehículos en cola está dado por Q (t), el cual se determina por la ecuación:

$Q(t) = A(t) - D(t)$ …… (ec. 1-51)

Si escogemos un intervalo d_t entre los instantes t y t + d_t, de tal manera que Q (t) permanezca invariable, podemos decir que la demora total de los Q (t) vehículos viene dada por el área encerrada por el rectángulo que tiene como base d_t y altura Q (t).

Si escogemos dos instantes de tiempo, t_a y t_b (ver figura 1-37), podemos decir que el área encerrada por dos líneas verticales trazadas por t_a y t_b, y las curvas A (t) y D (t), representa la demora total de los vehículos que permanecen en el sistema entre los instantes t_a y t_b.

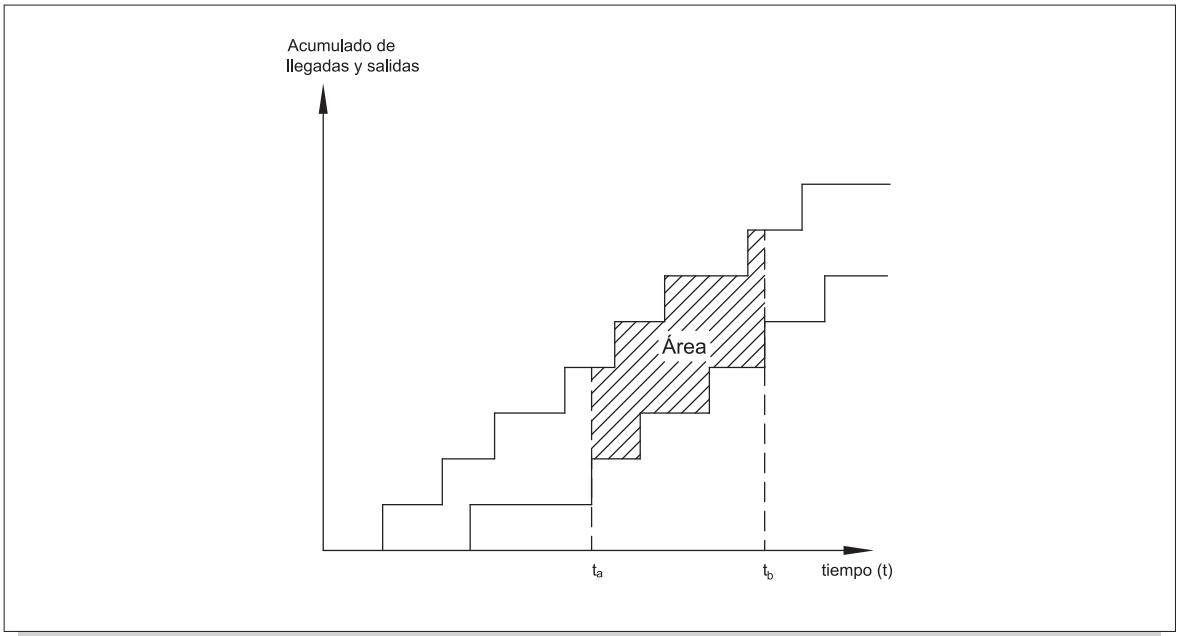


Figura 1-37 Demora desde t_a hasta t_b
Fuente: G. F. Newell, Professor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), p. 8.

El número promedio de vehículos en cola, entre estos instantes, se obtiene por la siguiente expresión:

Número promedio de vehículos en cola = Área/$(t_a - t_b)$ …… (ec. 1-52)

1.8.4 Aproximaciones y simplificaciones

Las curvas de las figuras 1-33 a 1-37 son muy útiles para entender algunos conceptos básicos, sin embargo, el carácter discreto y aleatorio de las llegadas y salidas conlleva a que el dibujo y el análisis de las mismas resulten un poco engorrosos. En muchas ocasiones, el ingeniero se enfrenta a situaciones en donde, durante un cierto intervalo de tiempo, las llegadas acumuladas son muy grandes y, por lo tanto, las discontinuidades discretas se pueden despreciar. Por otra parte, el registro de las llegadas en forma discreta, así como el de los tiempos de llegadas individuales de cada vehículo, generalmente resulta una tarea muy laboriosa. Por estas razones, en muchas circunstancias el ingeniero lo que hace es registrar el total de llegadas cada cierto intervalo de tiempo, por ejemplo, cada cinco minutos (55) (56).

Supongamos que el observador "1", de la figura 1-32, hace un conteo de los vehículos que llegan al punto A, registrando el total cada 10 minutos, y obtiene los resultados indicados en la tabla 1-16:

Tabla 1-16. Conteos de vehículos en intervalos de 10 minutos

Intervalo	Llegadas parciales	Llegadas acumuladas	Tasas de llegada: λ(veh/s)
8:00 – 8:10	12	12	0,02
8:10 – 8:20	12	24	0,02
8:20 – 8:30	15	39	0,025
8:30 – 8:40	36	75	0,03
8:40 – 8:50	48	123	0,08
8:50 – 9:00	48	171	0,08
9:00 – 9:10	42	213	0,07
9:10 – 9:20	42	255	0,07
9:20 – 9:30	30	285	0,05
9:30 – 9:40	30	315	0,05
9:40 – 9:50	12	327	0,02
9:50 – 10:00	12	339	0,02

Con estos datos podemos dibujar la curva de llegada, en el período comprendido entre las 8:00 y las10:00, como se muestra en la curva de la izquierda de la figura 1-38.

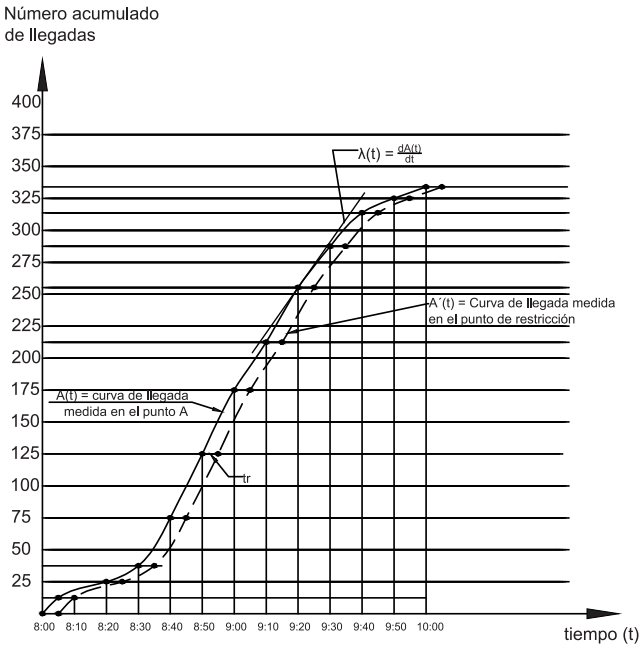


Figura 1-38 Curva de llegada

Observamos que esta curva está formada por una sucesión de segmentos rectos, que en conjunto dan la impresión de una línea continua con pendiente variable. Para cualquier intervalo, esta pendiente se puede calcular conociendo las llegadas acumuladas. Así, para el intervalo entre 9:10 y 9:20, la pendiente está dada por (255 − 213)/(10*60) = 0,07 veh/s. A esta pendiente se le conoce como la tasa de llegada λ, la cual es variable, tal como se muestra en la última columna de la tabla 1-16, y representa la llegada promedio de vehículos en cada intervalo considerado, expresada en veh/s (pueden utilizarse otras unidades: veh/min, veh/h).

Vemos que este gráfico es más fácil de interpretar que el representado en las figuras 1-33 y 1-35, y es más conveniente para obtener algunos parámetros, como lo veremos más adelante.

En la curva aproximada como una línea continua A(t), podemos obtener la tasa instantánea de llegada, λ(t), la cual viene dada por: $\lambda(t) = dA(t)/dt$.

La curva A(t) de la figura 1-38 representa las llegadas en el punto A (ver figura 1-32), localizado corriente arriba de la restricción, más allá de donde se forma la cola.

Un sitio ubicado más atrás de donde se forma la cola es el más apropiado para hacer los conteos de las llegadas, pues si hubiéramos escogido un punto dentro de la cola, no habríamos registrado apropiadamente los vehículos que llegan, sino que estaríamos registrando el movimiento de los mismos a medida que avanzan dentro de la cola.

Sin embargo, para el análisis de las colas y demoras, es preferible conocer lo que ocurre justo antes de la restricción (por ejemplo, la línea de parada en una intersección). Un vehículo cualquiera requiere un cierto tiempo para llegar desde el punto A (ver figura 1-32) hasta el lugar de la restricción, el cual depende de la longitud de la cola y a qué velocidad se puede circular dentro de la misma. La consideración de este aspecto dificulta el análisis de la formación de las colas, pero podemos simplificarlo si consideramos que cada punto de la curva de llegada A(t), que representa a un vehículo j, es trasladado un tiempo de recorrido, t_r, calculado con la velocidad a flujo libre y la distancia entre el punto A y la restricción. Esto se traduce en la representación de la curva A´(t) de la figura 1-38, paralela a la curva A(t) y separada un tiempo t_r.

Las mediciones de campo están representadas por la curva A(t), sin embargo, la curva A´(t) es la que se corresponde con las llegadas al punto de restricción y es la que debería utilizarse para analizar la formación de las colas; sin embargo, su representación requiere el conocimiento del tiempo t_r, por lo que muchos ingenieros prefieren utilizar la curva A(t). En la práctica no importa cuál de las dos curvas se utilice, siempre que se esté consciente de que la curva de llegada a la restricción está separada un tiempo t_r de la curva A(t).

De ahora en adelante nos olvidaremos en el texto del apóstrofe y utilizaremos la nomenclatura A(t) para referirnos indistintamente a la curva de llegada en un punto A, corriente arriba, o localizado justo en el sitio de restricción.

La curva de salida D(t), representada en forma escalonada en la figuras 1-34 y 1-35, en muchas circunstancias también se puede aproximar mediante una curva continua, como la representada en la figura 1-39.

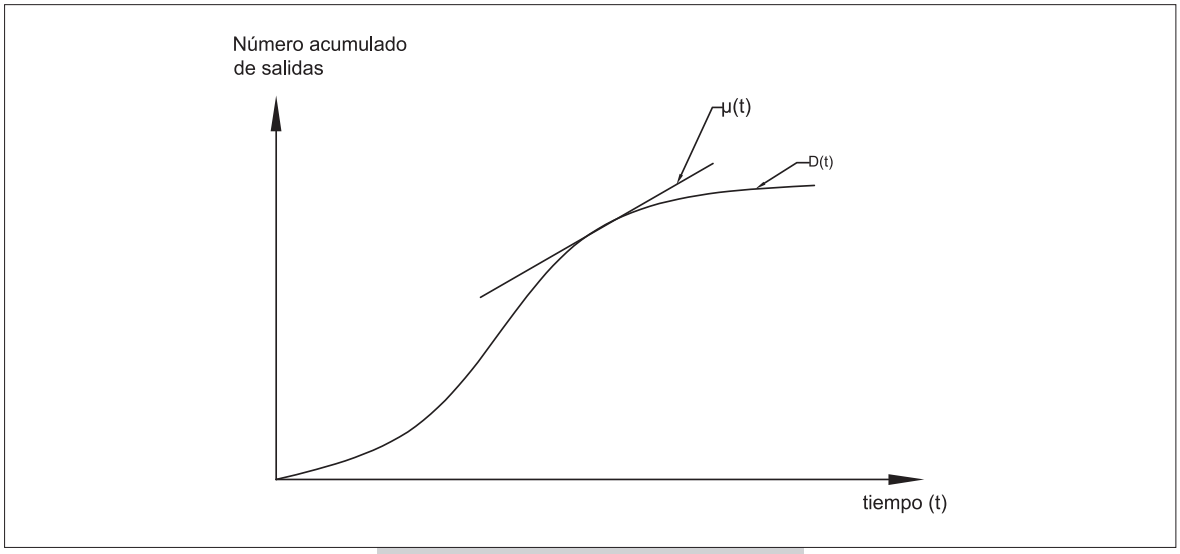


Figura 1-39 Curva de salida D(t)

En esta curva continua podemos determinar, en un punto cualquiera, la tasa de salida μ(t) (expresada en veh/s, veh/min, veh/h, etc.), mediante la derivada dD(t)/dt.

Los parámetros mostrados en forma discreta en la figura 1-35 los podemos ahora visualizar en la figura 1-40, en donde las curvas A(t) y D(t) están representadas por dos líneas continuas.

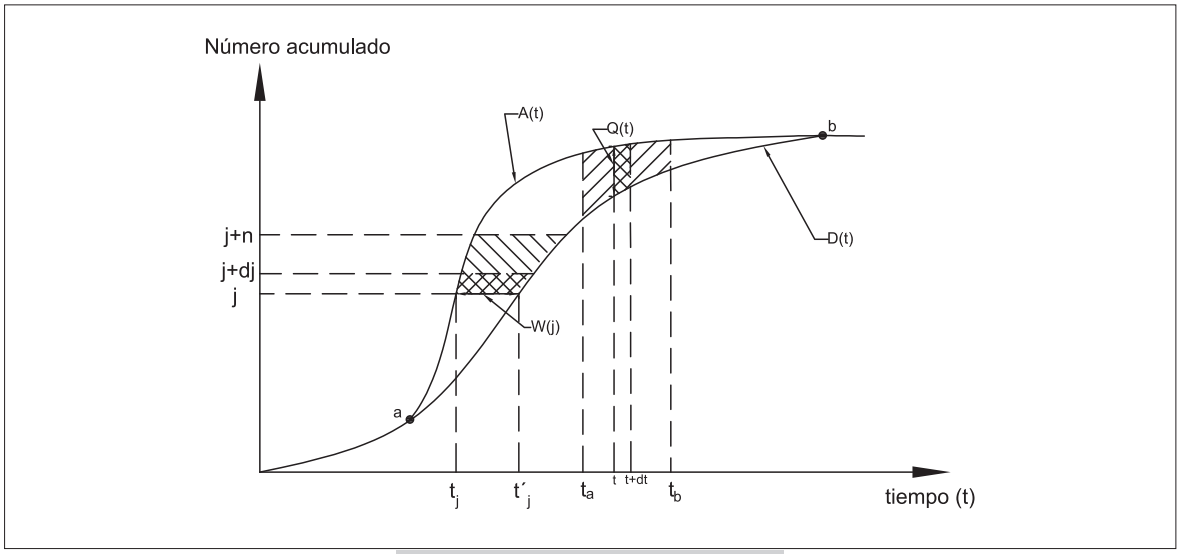


Figura 1-40 Curvas A(t) y D(t)

En la figura 1-40 se puede ver que un vehículo j, que llega a la restricción en un instante t_j, sale de la misma en el instante $t_{j'}$, y por lo tanto estará demorado en cola un tiempo $W_j = t_{j'} - t_j$. Esta demora también está representada en la figura por la diferencial de área del rectángulo de base Wj y altura d_j (57).

La demora total para los n vehículos, desde j hasta j + n, está dada por el área delimitada por las curvas A(t) y D(t), y por las líneas horizontales trazadas por j y j + n; por lo tanto, la demora promedio $\overline{W}$ viene dada por:

Demora promedio (s/veh) = $\overline{W}$ = Área/n..... (ec. 1-53)

También, en la figura 1-40, se puede ver que, en un instante t, la cola Q(t) está dada por la separación vertical entre las curvas A(t) y D(t), es decir, por:

$Q(t) = A(t) - D(t)$ ..... (ec. 1-54)

Si tomamos un diferencial de tiempo, dt, vemos que el tiempo total en cola, durante este intervalo, para los vehículo que están en cola, Q(t), está dado por el diferencial de área calculado por Q(t)*dt; y la demora total será el área delimitada por las curvas A(t) y D(t) y por las líneas verticales trazadas por t_a y t_b. Así mismo, la longitud promedio de cola, $\overline{Q}$, en el intervalo entre t_a y t_b, viene dada por:

Longitud promedio de cola = $\overline{Q}$ = Área/(t_b – ta)..... (ec. 1-55)

Si en la figura 1-40 escogemos dos puntos a y b, en los cuales coinciden las curvas A(t) y D(t), entonces las dos áreas de las ecuaciones 1-53 y 1-55 son idénticas, y podemos escribir que:

Área = $n * \overline{W} = \overline{Q} * (t_b - ta)$

De donde obtenemos que:

$\overline{Q} = (n/(t_b - ta)) * \overline{W}$

Ahora bien, $n/(t_b - ta)$ representa la tasa de llegada promedio, $\overline{\lambda}$, resultando, entonces, la ecuación 1-56 (58).

$\overline{Q} = \overline{\lambda} * \overline{W}$ ..... (ec. 1-56)

Esta relación, muy conocida en la teoría de colas, se puede interpretar y aplicar de muy diversas maneras. En un sistema de cola se puede distinguir un tiempo en cola que gasta un cliente antes de entrar al servicio propiamente dicho y un tiempo en servicio, el

cual se refiere al tiempo mientras está siendo atendido. Por ejemplo, cuando una persona va al banco, pasa un cierto tiempo en la cola antes de llegar a la taquilla, y luego pasa un tiempo en servicio mientras realiza la operación. Un vehículo cuando se acerca a una intersección semaforizada se une a una cola y espera que el semáforo cambie a verde, y luego ocurre un cierto tiempo de servicio entre el comienzo de la verde y el paso del primer vehículo, entre el paso de éste y el del segundo vehículo, y así sucesivamente.

Así, si en la ecuación 1-56 $\overline{W}$ es el tiempo promedio de servicio, entonces $\overline{Q}$ representa el número promedio de clientes en el servicio, durante el intervalo entre t_a y t_b ; en cambio, si $\overline{W}$ es el tiempo promedio en cola, entonces $\overline{Q}$ representa el número promedio de clientes en cola, durante el intervalo entre t_a y t_b ; y si $\overline{W}$ es el tiempo promedio en el sistema, $\overline{Q}$ es el número promedio de clientes en el sistema, durante el intervalo entre t_a y t_b.

1.8.5 Dibujo de las curvas de llegada y salida

A continuación, se describe los procedimientos para dibujar las curvas de llegada y de salida.

a Curva de llegada

La curva de llegada, A(t), normalmente se construye a partir de mediciones de campo, haciendo conteos corriente arriba y más allá del final de la cola, para lo cual un observador registra el paso de los clientes (vehículos, personas, productos, etc.) a intervalos regulares, para luego elaborar un cuadro como el de la tabla 1-16 (59).

Los datos de esta tabla se pueden utilizar directamente para dibujar la curva A(t), tal como se indica en la figura 1-38, o bien para calcular tasas de llegada, λ, en intervalos más largos que los utilizados en los conteos (por ejemplo, si los conteos se hacen cada 5 minutos, podemos calcular tasas de llegada para intervalos de 20, 30, 60 minutos, etc.). Estos valores de λ generalmente se calculan durante varios días, para luego obtener valores promedio, los cuales sirven de base para los análisis del sistema en estudio, y en algunas circunstancias quizás se pueden utilizar en sistemas semejantes. Por ejemplo, el conocimiento del valor de la tasa de llegada promedio de clientes a un banco, λ, se pueda utilizar para el análisis de la formación de colas en otro banco. Los conteos en algunas vías pudiesen servir de patrón para el análisis de otras.

Por ejemplo, en una vía de dos canales por sentido, se tiene previsto cerrar el tráfico en uno de los dos canales, para realizar labores de mantenimiento. Por conteos efectuados anteriormente (sin la obstrucción) se conocen los volúmenes de tráfico mostrados en la tabla 1-17.

Tabla 1-17. Conteos de tráfico y tasas de llegada

Intervalo	Nº de vehículos	Tasa de llegada, λ(veh/min)
7:00 – 7:30	600	20
7:30 – 8:00	750	25
8:00 – 8:30	1200	40
8:30 – 9:00	1200	40
9:00 – 9:30	750	25
9:30 – 10:00	450	15
10:00 – 10:30	150	5
10:30 – 11:00	150	5

Se quiere dibujar la curva de llegada A(t), con la finalidad de analizar las consecuencias del cierre.

La tabla 1-17 proporciona los volúmenes de tráfico (veh/min), para cada intervalo de conteo, los cuales representan las tasas de llegada, λ, y permiten dibujar la curva solicitada, tal como se muestra en la figura 1-41 (curva de la izquierda).

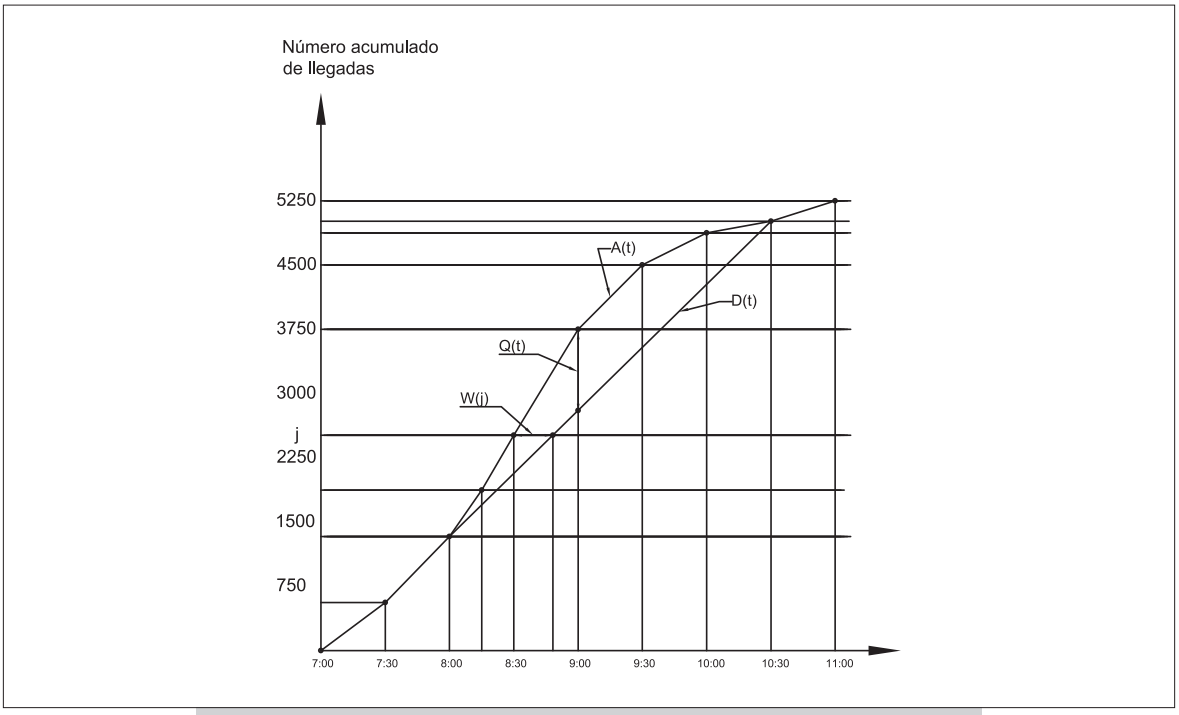


Figura 1-41 Curvas de llegada (izquierda) y salida (derecha)

b. Curva de salida

Para obtener la curva de salida, D(t), generalmente no se hacen conteos de vehículos saliendo de la restricción (o servicio), pues el ingeniero o analista del sistema está justamente interesado en conocer o estimar esta curva a partir de las características del sistema, para proceder a su análisis (60). Para dibujar esta curva partimos de dos premisas fundamentales:

1. La máxima tasa de salida depende de las características del sistema, concretamente del tiempo de servicio.

2. No pueden salir más clientes de los que llegan.

En algunos sistemas, el tiempo de servicio, t_s, generalmente varía de un cliente a otro, aleatoriamente, de acuerdo a cierta distribución probabilística. Pero existen otros sistemas en donde este tiempo es más o menos constante, o muestra un valor promedio con una varianza relativamente pequeña.

El inverso del tiempo promedio de servicio, $\mu = 1/t_s$, representa la máxima tasa de salida o, en otras palabras, es la capacidad del servicio para atender a los clientes. En la ingeniería vial, generalmente se habla de la capacidad de un canal o de un grupo de canales (se puede decir, en algunas circunstancias que, por ejemplo, μ = capacidad = 1.800 veh/h * canal , o μ = capacidad = 3.600 veh/h * sentido) ; otras veces puede ser más conveniente hablar de tiempo de servicio (en algunos casos se puede decir que, por ejemplo, el tiempo promedio de servicio de una caseta de peaje es t_s = 6 s; en este caso: μ = 1/6 = 0,1667 veh/s = 600 veh/h).

Supongamos que, en el ejemplo que estamos desarrollando, la capacidad de la vía en el canal cerrado al tráfico es de 1.800 veh/h (μ = 30 veh/min), y queremos dibujar la curva de salida, la cual se muestra en la figura 1-41.

De acuerdo con los datos de la curva de llegada, vemos que en el período de 7:00 a 7:30 la tasa de llegada es λ = 20 veh/min, menor que lo máximo que puede salir, μ = 30 veh/min. Según la premisa b, no pueden salir más vehículos de los que llegan, por lo tanto lo máximo que pueden salir son 20 veh/min y, por lo tanto, la curva de salida D(t), en este período, coincide con la curva de llegada A(t).

En el período de 7:30 a 8:00 ocurre algo similar, la tasa de llegada es λ = 25 veh/min, también menor que lo máximo que puede salir, μ = 30 veh/min e, igualmente, de acuerdo con la premisa b, no pueden salir más vehículos de los que llegan, por lo tanto lo máximo que pueden salir son 25 veh/min y, entonces, la curva de salida D(t) en este período también coincide con la curva de llegada A(t).

En los períodos de 8:00 a 8:30 y 8:30 a 9:00 la tasa de llegada, λ = 40 veh/min, es mayor que μ (30 veh/min). De acuerdo a la premisa a, la curva de salida está condicionada por este último valor, por lo tanto, para el dibujo de D(t), a partir de las 8:00 trazamos una línea con pendiente constante de 30 veh/min, tal como se indica en la figura 1-41.

En la tabla 1-18 se muestran en forma conjunta, para cada período, las llegadas y salidas acumuladas.

Tabla 1-18. Llegadas y salidas acumuladas

Período	Llegadas parciales en el período (veh)	Llegadas acumuladas (veh)	Salidas parciales en el período (veh)	Salidas acumuladas (veh)
7:00 A 7:30	600	600	600	600
7:30 A 8:00	750	1350	750	1350
8:00 A 8:30	1200	2550	900	2250
8:30 A 9:00	1200	3750	900	3150
9:00 A 9:30	750	4500	900	4050
9:30 A 10:00	450	4950	900	4950
10:00 A 10:30	150	5100	150	5100
10:30 A 11:00	150	5250	150	5250

Durante los períodos de 9:00 a 9:30 y 9:30 a 10:00, las tasas de llegada ($\lambda = 25$ y $\lambda = 15$) son menores que la máxima tasa de salida ($\mu = 30$); sin embargo, las llegadas acumuladas son tan grandes, y el número de clientes en cola es tan alto, que el servicio se ve obligado a continuar operando a la máxima tasa ($\mu = 30$). Esta situación continúa mientras las llegadas acumuladas sean superiores a las salidas acumuladas, lo cual ocurre hasta las 10:00, instante en el que tanto las llegadas como las salidas acumuladas son iguales a 4.950 vehículos.

A partir de este momento, y mientras la tasa de llegada sea inferior a μ, la curva de salida, D(t), coincide con la de llegada A(t).

En resumen, vemos que durante los períodos cuando las tasas de llegadas son inferiores a la tasa máxima μ, y las llegadas acumuladas son inferiores al máximo número de vehículos que pueden salir, la curva de salida D(t) coincide con la de llegada A(t).

Luego, a partir del momento cuando la tasa de llegada λ es superior a μ, y las llegadas acumuladas son mayores que el máximo número de vehículos que pueden salir, la curva de salida, D(t), se obtiene trazando una línea de pendiente igual a μ, y tangente a la curva de llegada, hasta que esta línea corta nuevamente a la curva de llegada. A partir de este punto, mientras la tasa de llegada sea inferior a μ, la curva de salida D(t) nuevamente coincide con la de llegada A(t), hasta que, en algún momento posterior, la tasa de llegada alcance nuevamente valores superiores a μ y, entonces, la curva de salida se obtendrá trazando una línea de pendiente μ y tangente a la curva de llegada A(t), como se ilustra en la figura 1-42.

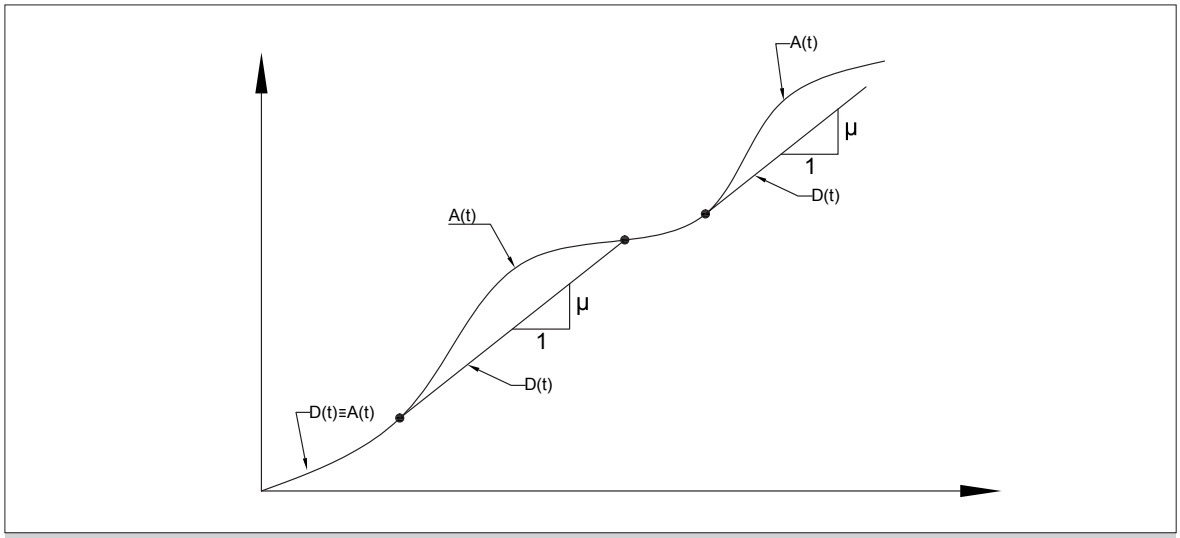


Figura 1-42 Trazado de la curva de salida D(t)
Fuente: G. F. Newell, Profesor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a. edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), p. 24.

1.8.6 Ejemplos de aplicación

Ejemplo 1: Con el apoyo de la figura 1-41 y la tabla 1-17 podemos responder las siguientes preguntas:

- ¿A qué hora comienza y a qué hora termina la cola?

La cola comienza a las 8:00, en el momento cuando la tasa de llegada comienza a ser mayor que μ.

La cola desaparece a las 10:00, a pesar de que la tasa de llegada a partir de las 9:00 es menor que μ. Vemos entonces que a pesar de que la tasa de llegada disminuye bastante, la cola se mantiene durante un tiempo adicional relativamente largo (una hora en este caso).

- ¿Cuál es la longitud de la cola a las 8:30, 9:00 y 9:30?

La longitud de la cola, en un instante cualquiera t, Q(t), se obtiene calculando la separación vertical entre las curvas de llegada y salida: $Q(t) = A(t) - D(t)$.

Tiempo	Llegadas acumuladas, a(t)	Salidas acumuladas, d(t)	Longitud de la cola, q(t)
8:30	2.550	2.250	300
9:00	3.750	3.150	600
9:30	4.500	4.050	450

- ¿Cuál es la demora para los vehículos que llegan a las 8:30, 9:00 y 9:30?

La demora $W_{j,}$ para un vehículo j, que llega en un instante cualquiera t_j, se obtiene trazando una línea horizontal a la altura j y calculando la separación horizontal, sobre esta línea, entre A(t) y D(t): $W(j) = t'_j - t_j$.

Vehículo que llega a las:	Tiempo de llegada, t_j	Tiempo de salida, t'_j	Demora (min), w_j
8:30	8:30	8:40	10
9:00	9:00	9:20	20
9:30	9:30	9:45	15

Explicación:

Vehículo que llega a las 8:30
t_j = 8:30
t'_j = 8:00 + (A(8:30) – A(8:00))/ μ = 8 :00 + (2.550 – 1.350)/30 = 8:00 + 0 :40 = 8 :40
W_j = 8:40 – 8:30 = 10 min.

Vehículo que llega a las 9:00
t_j = 9:00
t'_j = 8:00 + (A(9:00) – A(8:00))/ μ = 8 :00 + (3.750 – 1.350)/30 = 8 :00 + 1:20 = 9 :20
W_j = 9:20 – 9:00 = 20 min.

Vehículo que llega a las 9:30
t_j = 9:30
t'_j = 8:00 + (A(9:30) – A(8:00))/ μ = 8 :00 + (4.500 – 1.350)/30 = 8 :00 + 1:45 = 9 :45
W_j = 9:450 – 9:30 = 15 min.

Vemos que la longitud de la cola es variable, con un valor máximo de 600 vehículos a las 9:00. Así mismo, la demora varía de acuerdo al instante en que el vehículo se une a la cola existente, alcanzando un valor máximo de 20 min para el que llega a las 9:00.

- ¿Cuál es la demora promedio? ¿Cuál es la longitud promedio de la cola?

Para hallar la demora promedio aplicamos la ecuación 1-53:

$\overline{W}$ = Área/n..... (ec. 1-53)

El área se deduce de la figura 1-41 y se calcula dividiéndola en figuras geométricas conocidas:

Área = ½ * 300 * 30 + ½(300 + 600) * 30 + ½(600 + 450) *30 + ½ * 450 *30 = 40.500 veh-min.

Si calculamos la demora promedio para los vehículos que experimentan alguna demora (los que llegan entre las 8:00 y 10:00): n = A(10:00) – A(8:00) = 4.950 – 1.350 = 3.600 vehículos, resulta:

$\overline{W}$ = 40.500 veh-min/3.600 veh = 11, 25 min/veh.

En cambio, si se calcula la demora promedio para todos los vehículos que llegan en el período de análisis (entre 7:00 y 11:00): n = A(11:00) – A(7:00) = 5.250 vehículos, y tenemos que:

$\overline{W}$ = 40.500 veh-min/5.250 veh = 7, 71 min/veh.

La longitud promedio de la cola se obtiene aplicando la ecuación 1-55:

$\overline{Q}$ = Área/($t_b - t_a$)..... (ec. 1-55)

Si consideramos solamente el tiempo mientras los vehículos están demorados en cola (8:00 a 10:00): $t_b - t_a$ = 120 min, y

$\overline{Q}$ = 40.500 veh-min/120 min = 338 vehículos.

En cambio, si consideramos todo el período de análisis (7:00 a 11:00): $t_b - t_a$ = 240 min, y $\overline{Q}$ = 40.500 veh-min/240 min = 169 vehículos.

Ejemplo 2: Para el análisis del tráfico en una intersección, es costumbre colocar observadores en las esquinas y registrar los vehículos que pasan por la línea de parada (punto 1 en la figura 1-43), en intervalos predeterminados (por ejemplo, cada 5 minutos).

Se quiere analizar la validez de los conteos realizados en el punto 1 para ser utilizados como la demanda de tráfico, y comparar los mismos con conteos realizados en un punto 2 (ver figura 1-43) localizado corriente arriba y más allá de la probable formación

de la cola; sabiendo que las curvas de llegada A(t) y salida D(t) se pueden representar como se muestra en la figura 1-44.

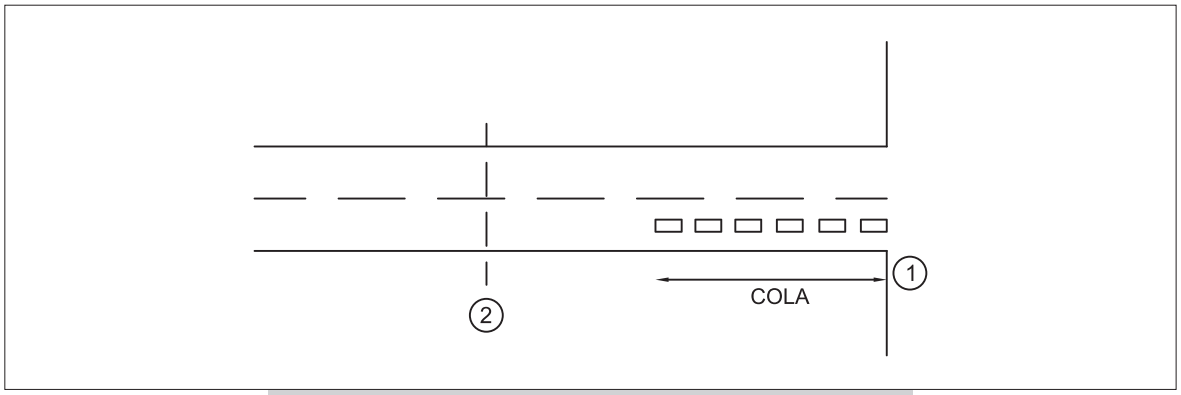


Figura 1-43 Conteos de tráfico en una intersección

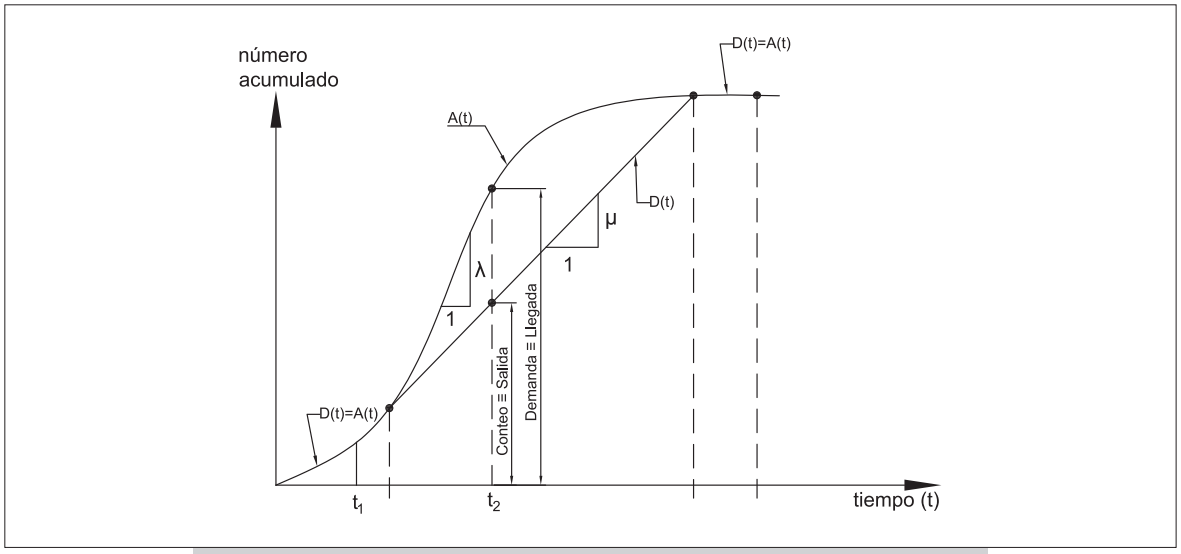


Figura 1-44 Curvas de llegada y de salida en una intersección

Se pueden distinguir tres períodos T_1, T_2 y T_3. Durante los períodos T_1 y T_3, cuando no existe cola y las tasas de llegada son bajas y menores que μ, las curvas A(t) y D(t) coinciden. En estos períodos los conteos efectuados en el punto 1 (figura 1-43) son iguales a los que se realicen en el punto 2 de la figura 1-43 (aproximadamente, pues hay que recordar que entre los puntos 1 y 2 existe un desfase igual al tiempo de recorrido entre ellos), y podemos decir que los volúmenes medidos (los vehículos que pasan) coinciden con la demanda de tránsito (es decir, los vehículos que desean pasar) durante los períodos T_1 y T_3.

En cambio, durante el período T_2, cuando las tasas de llegada son mayores que μ, y/o existe una cola de vehículos, vemos que la demanda (los vehículos que desean pasar durante el período T_2) está representada por la curva de llegada A(t) de la figura 1-44, es decir, los vehículos contados en el punto 2; sin embargo, vemos que los conteos efectuados en el punto 1 (figura 1-43) no representan esta demanda, sino que los mismos indican el volumen de tráfico que puede pasar por la restricción, el cual, según la figura 1-44, está representado por la línea de pendiente constante μ, pero ese valor es diferente a lo que en verdad quiere pasar (volumen medido en el punto 2 en la figura 1-43).

Este ejemplo ilustra lo inconveniente de hacer los conteos justo en las esquinas de la intersección, en lugar de hacerlos corriente arriba y alejados del sitio hasta donde normalmente se forma la cola pues, en muchas ocasiones, aquellos conteos no se corresponden con la demanda y el análisis operacional de la intersección puede arrojar resultados que no se corresponden con la realidad.

Para realizar el análisis operacional de las intersecciones, los conteos de tráfico generalmente se hacen en las esquinas, porque ello permite conocer satisfactoriamente los movimientos de giro pero, según hemos visto, en muchas ocasiones dichos conteos no representan la demanda, la cual está dada por los conteos de los volúmenes de llegada, efectuados corriente arriba y más allá de la cola. Pero con estos conteos no conocemos los movimientos de giro, los cuales constituyen un elemento importante para el análisis. Lo más conveniente será, entonces, hacer conteos de llegada corriente arriba durante todo el período de análisis, y al mismo tiempo tomar una muestra representativa en la esquina para estimar los movimientos de giro.

Ejemplo 3: De acuerdo con los resultados del ejemplo 2, y con los conocimientos que se han estudiado sobre la formación de las colas, a continuación se explica un método para deducir los conteos de llegada (la demanda) a partir de los conteos de salida (en las esquinas de la intersección) (61).

Si se seleccionan períodos de 5 min (o 10 min, 15 min, etc.), y se hacen conteos de salida (en las esquinas), y al mismo tiempo se registra (corriente arriba) el cambio neto en la longitud de la cola, durante cada uno de los períodos seleccionados, se puede decir que:

Volumen de llegada durante un período cualquiera (veh) = volumen de salida (veh) + cambio neto de la longitud de la cola (veh)……..…..……. (ec. 1-57)

Para aclarar el procedimiento, podemos utilizar los resultados indicados en la tabla 1-19:

Tabla 1-19. Cálculo de los conteos de llegada a partir de los conteos de salida

Período	Conteos de salida (en la esquina) (veh)	Rata de flujo (veh/h)	Longitud de la cola al final del período (veh)	Volumen de llegada(demanda) (veh)	Rata de flujo (veh/h)
10:00			3		
10:00 – 10:05	40	480	2	40 + (2 - 3) = 39	468
10:05 – 10:10	60	720	1	60 + (1 – 2) = 59	708
10:10 – 10:15	70	840	6	70 + (6 – 1) = 75	900
10:15 – 10:20	75	900	8	75 + (8 – 6) = 77	924
10:20 – 10:25	65	780	12	65 + (12 – 8) = 69	828
10:25 – 10:30	60	720	16	60 + (16 – 12) = 64	768
10:30 – 10:35	50	600	12	50 + (12 – 16) = 46	552
10:35 – 10:40	60	720	10	60 + (10 – 12) = 58	696
10:40 – 10:45	50	600	4	50 + (4 – 10) = 44	528
10:45 – 10:50	40	480	2	40 + (2 – 4) = 38	456
10:50 – 10:55	40-	480	0	40 + (0 – 2) = 38	456
10:55 – 11:00	50	600	0	50 + (0 – 0) = 50	600

Ejemplo 4: Curvas de llegada y salida en intersecciones consecutivas.

Si en un grupo de intersecciones consecutivas dibujamos las curvas de llegada y de salida, resulta un sistema que puede lucir como se indica en la figura 1-45.

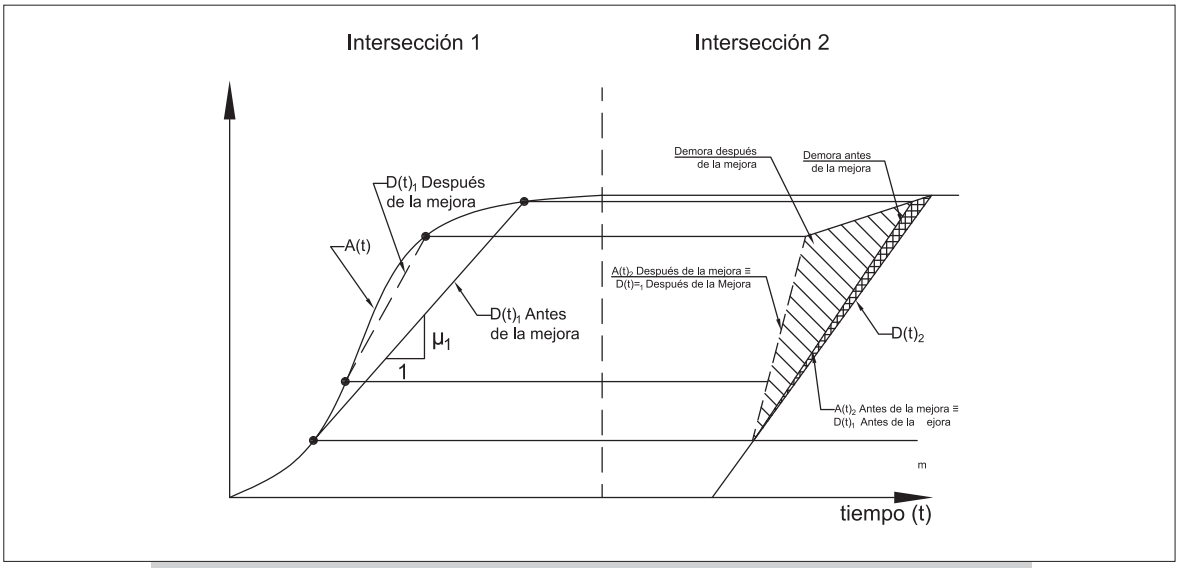


Figura 1-45 Curvas de llegada y salida en intersecciones consecutivas

En la intersección 1 vemos que las demoras y colas son relativamente grandes. La curva de salida está condicionada por la máxima tasa de salida, μ (capacidad); y existen niveles de servicio y condiciones de operación pobres. Por otra parte, se observa que la curva de salida de esta intersección 1 se traslada hasta la intersección 2, para convertirse en la curva de llegada de la misma. En la intersección 2, las demoras y colas son relativamente pequeñas, y las condiciones de operación y los niveles de servicio son bastante mejores que los de la intersección 1.

En una situación como la mostrada en la figura 1-45, posiblemente los conductores se quejarán de los niveles de congestión existente en la intersección 1 y, si el ingeniero de tránsito no realiza un estudio global del área, es posible que se implementen medidas para incrementar la capacidad (aumentando la máxima tasa de salida, μ) y, entonces, la nueva curva de salida resultará como la línea segmentada dibujada en la intersección 1.

Esta nueva curva de salida de la intersección 1 se traslada hasta la intersección 2, transformándose en su nueva curva de llegada, la cual se ha dibujado en forma segmentada. Con esta nueva curva de llegada, en la intersección 2, resultarán incrementos en las demoras y se formarán colas más largas.

El conocimiento de la formación de colas, y el manejo de las curvas de llegada y de salida, constituyen un buen instrumento para el análisis operacional de un tramo de vía, con consideración especial de las restricciones existentes, particularmente de las intersecciones.

La condición mostrada en la figura 1-45 es una representación aproximada de lo que ocurre en la realidad, pero la misma permite ilustrar la necesidad de no visualizar los problemas de tránsito de manera parcial, sino que debe tomarse en cuenta que las medidas implementadas en un punto tendrán consecuencias en otros sectores.

La curva de llegada en la intersección 2 no está formada por el traslado exacto de la curva de salida de la intersección 1 (tomando en cuenta el tiempo de recorrido entre las dos intersecciones). En realidad, cuando los vehículos salen de una intersección regulada por semáforos, generalmente lo hacen de una manera más o menos compacta, con intervalos relativamente pequeños y uniformes. A medida que avanzan hacia la segunda intersección pueden ocurrir adelantamientos, así como incrementos en los espaciamientos de algunos conductores que prefieren mantener intervalos más confortables. Entre mayor sea la distancia que separa las intersecciones, mayor será la dispersión de los pelotones de los vehículos que salen de la primera intersección. Por otra parte, a la curva de salida de la primera intersección hay que sumarle y/o restarle los vehículos que entran y salen de la vía, tanto en la intersección 1 como a lo largo del tramo. Estos factores conllevan a que la llegada a la segunda intersección no sea exactamente un traslado de la curva de salida de la primera, sobre todo cuando la separación entre ellas es grande.

Ejemplo 5: Efecto de una cola inicial.

Consideremos el caso de una vía en donde existe una restricción y se conoce que la tasa de llegada es λ = 6 veh/min y la máxima tasa de salida μ = 8 veh/min. Se quiere hacer el análisis de demoras y colas durante el período de 8:00 a 10:00, sabiendo que a las 8:00 existe una cola inicial Qo = 30 vehículos.

En las situaciones tratadas hasta el momento, siempre se ha considerado que no existe una cola inicial de vehículos, de tal manera que la curva de llegada comienza a dibujarse desde el origen. Con esa consideración se dedujeron algunas expresiones y se explicaron algunos conceptos relacionados con la formación de las colas, su longitud y las demoras ocasionadas.

En principio, pareciera que la inclusión de una cola inicial haría inválidos todos los conceptos emitidos y expresiones deducidas; sin embargo, la duda se disipa si consideramos que la cola inicial es equivalente a tener un flujo instantáneo de Qo vehículos justo en el momento de iniciar los conteos de llegada del período de análisis. Gráficamente, la situación se representa en la figura 1-46.

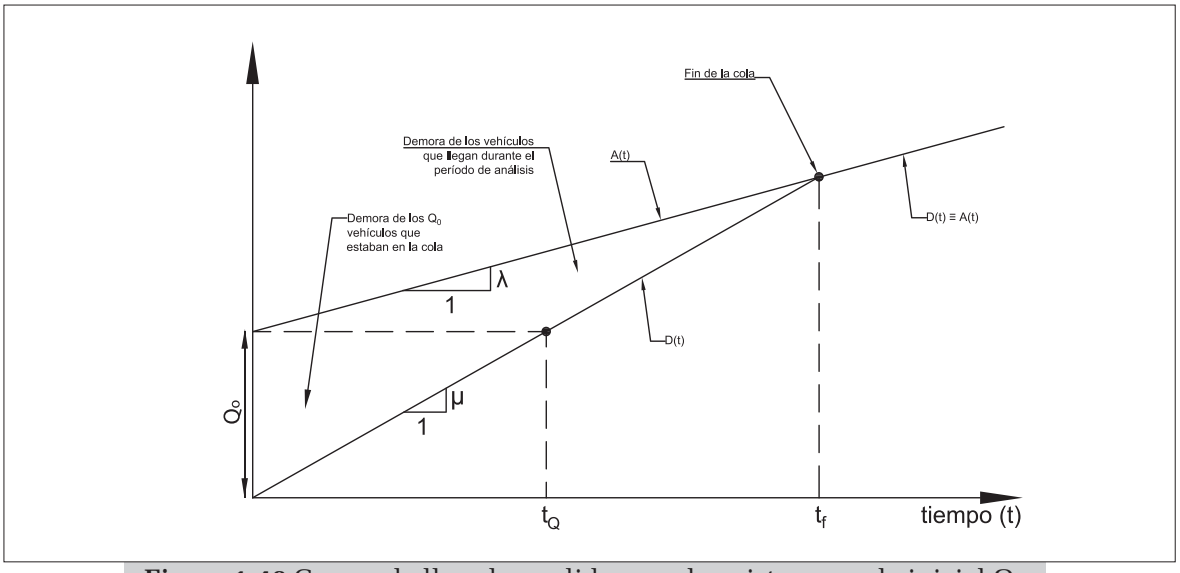


Figura 1-46 Curvas de llegada y salida cuando existe una cola inicial Qo

En este caso, la presencia de la cola inicial Qo origina demoras, las cuales se pueden dividir en dos componentes: una que ocurre a los vehículos que estaban en la cola inicial, y la otra que afecta a los vehículos que llegan durante el período de análisis, los cuales se identifican en la figura 1-46.

Demora de los vehículos inicialmente en cola = $\frac{1}{2} * Qo * t_Q$

En la figura 1-46 vemos que: $\mu * t_Q = Qo$; $t_Q = Qo/\mu$
Por lo tanto:
Demora = $½ * Qo * Qo/\mu = ½ * 30^2/8 = 56{,}25$ veh-min.

Final de la cola, t_f :

En la figura 1-46 vemos que: $\mu * t_f = Qo + \lambda * t_f$, de donde:

$t_f = Qo/(\mu - \lambda)$

Demora de los vehículos que llegan durante el período de análisis = $½ * Qo * t_f$,
Por lo tanto:

Demora = $½ * Qo * Qo/(\mu - \lambda) = ½ * Q^2o/(\mu - \lambda) = ½ * 30^2/(8-6) = 225$ veh-min.

Existen algunos procedimientos de análisis, como el que utiliza el HCM, en donde la demora utilizada para determinar el nivel de servicio es el que corresponde a los vehículos que llegan durante el período de análisis (62).

1.8.7 Salidas intermitentes

En muchas ocasiones las salidas son, o se pueden aproximar, a una curva continua, con una tasa de salida máxima, μ, tal como lo hemos venido estudiando en las discusiones de este capítulo. Pero, también ocurre que existen mecanismos o procedimientos de regulación en donde las salidas son intermitentes: se impide la salida durante un cierto intervalo, y luego se opera en forma continua durante otro intervalo con una tasa máxima μ_G (63).

Un ejemplo de esta última situación son las intersecciones reguladas por semáforos, en donde el flujo de tráfico de un movimiento cualquiera es detenido durante un intervalo rojo de longitud R, y luego se permite el movimiento de los vehículos durante un intervalo verde de longitud G. A la suma C = G + R se le denomina el ciclo.

Cuando el semáforo está en el intervalo rojo, los vehículos llegan, se detienen y esperan en cola; cuando la luz cambia a verde, los vehículos salen a una tasa constante máxima μ_G mientras exista cola, o a una tasa de salida igual a λcuando la cola ha desaparecido. Estos conceptos se ilustran en la figura 1-47.

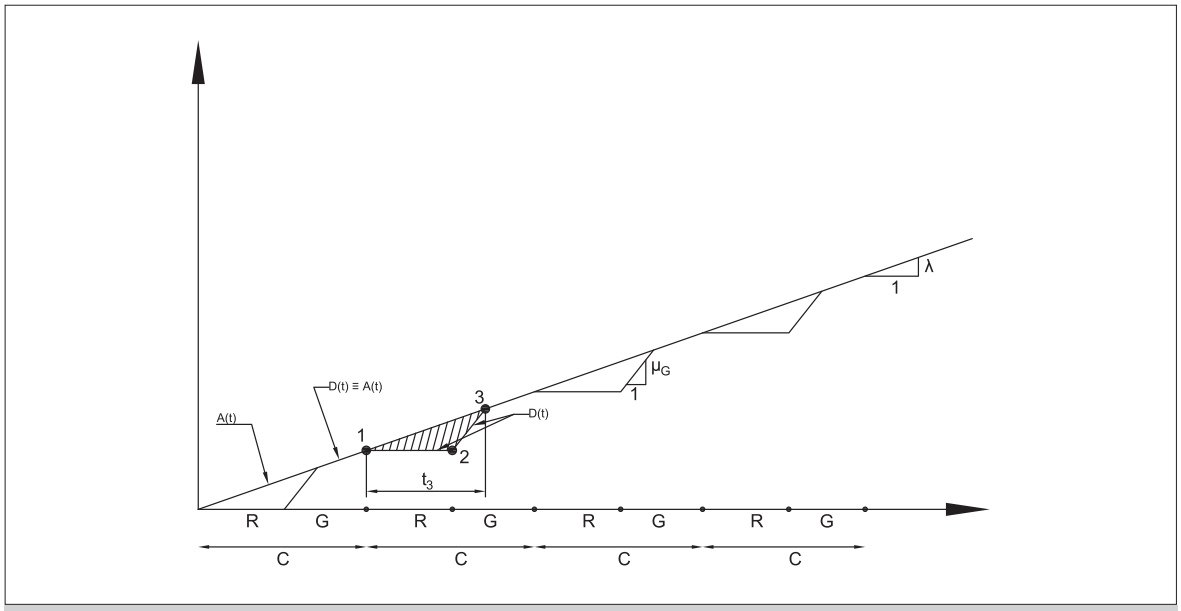


Figura 1-47 Salidas intermitentes. Caso de una intersección controlada por semáforo. Demanda baja.
Fuente: Carlos F. Daganzo, Department of Civil Environmental Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. edición, (Gran Bretaña, Galliard (printers) Ltd. Great Yarmouth, 1997), p. 37.

Si la cola no desaparece durante el intervalo verde (o lo hace justo al finalizar éste), podemos calcular una tasa máxima promedio de salida, $\mu = \mu_G * G/C$ (ver figura 1-48).

Tasa máxima promedio de salida: $\mu = \mu_G \times G/C$

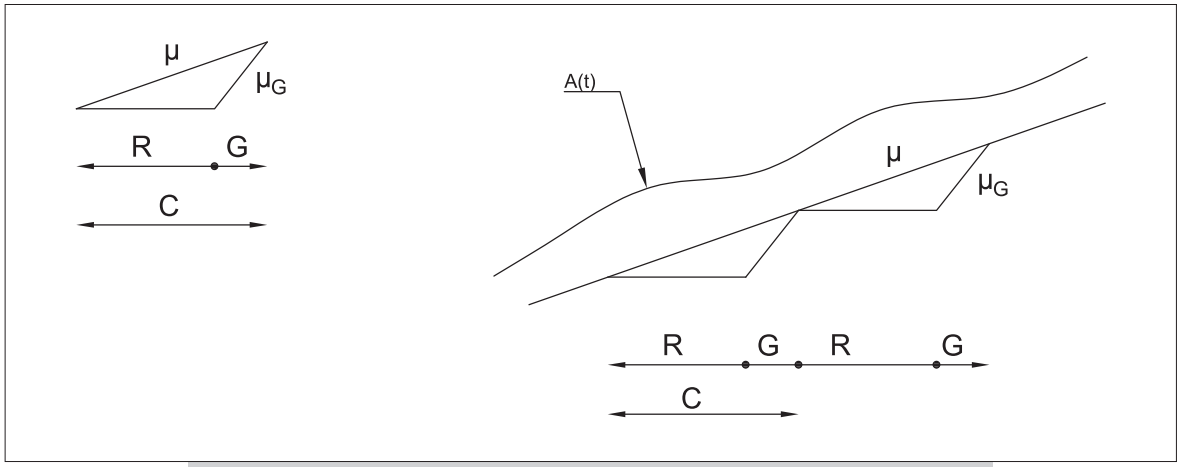


Figura 1-48 Ilustración de la tasa máxima promedio de salida

La cuantificación de las colas y demoras depende de la relación entre la demanda de tránsito y la capacidad del acceso considerado en la intersección en estudio, es decir,

de la relación entre λ y μ. Se pueden considerar tres situaciones: demanda baja, demanda alta y demanda intermedia.

1. Demanda baja: El número de vehículos que llegan durante cada ciclo: λ x C, es menor que los que pueden salir durante el intervalo verde: $\mu_G * G = \mu * C$, esto es:
   $\lambda * C < \mu * C$

2. Demanda alta: El número de vehículos que llegan en cada ciclo: λ * C, es mayor que los que salen en el intervalo verde: μ * C, esto es:
   $\lambda * C > \mu * C$

3. Demanda intermedia (o de transición): λ * C es, en promedio, menor que, pero está muy cerca de, μ * C.

1.8.7.1 Demoras y colas para demanda baja

Esta situación es la representada en la figura 1-47. Los vehículos que llegan durante el intervalo rojo R (iniciado en el punto 1), tienen que detenerse y esperar en cola. Cuando el semáforo cambia a verde (punto 2), los vehículos que están esperando comienzan a salir de la intersección; estos vehículos, y los que continúan llegando, salen con una tasa μ_G, y la cola desaparece en el punto 3. A partir de este momento los vehículos que llegan con una tasa λ salen también con una tasa λ, y cuando termina el intervalo verde, G, no queda ninguna cola remanente.

Con la ayuda de la figura 1-47, podemos calcular los valores de interés para el análisis:

Para un ciclo cualquiera, la duración de la cola está definida por t_3:

$(t_3 - R) * \mu_G = \lambda * t_3$,
de donde se obtiene que : $t_3 = R * \mu_G / (\mu_G - \lambda)$

La demora total, en un ciclo, está dada por el área encerrada por el triángulo 1-2-3:

Demora total = Área = $\frac{1}{2} * R \times \mu_G * (t_3 - R) = \frac{1}{2} * R * \mu_G * (\mu_G * R/(\mu_G - \lambda) - R)$
$= \frac{1}{2} * \mu_G * \lambda * R^2/(\mu_G - \lambda)$ …….....…… (ec. 1-58)

Demora promedio por vehículo = Área/(λ * C) = $\frac{1}{2} * \mu_G * R^2/((\mu_G - \lambda) * C)$

Longitud máxima de cola = λ * R

Longitud promedio de cola = Área/C = $\frac{1}{2} * \mu_G * \lambda * R^2/((\mu_G - \lambda) * C)$
……..…. (ec. 1-59)

a. Demoras y colas por demanda alta

Cuando el número de vehículos que llegan durante un ciclo, λ x C, es mayor que lo máximo que puede salir durante el intervalo verde, μ_G x G, queda una cola remanente para el siguiente ciclo. Si esta situación perdura durante un período muy largo, la cola crece indefinidamente y la situación se hace inviable. Normalmente, lo que ocurre es que existe un período pico, cuando la tasa de llegada aumenta sustancialmente, alcanzando un valor λ_1, tal que el número de vehículos que llega supera al que puede salir, y la cola crece, según se ilustra en la figura 1-49; pero, después de este período, la tasa de llegada disminuye hasta un valor λ_2, y la cola comienza a disminuir hasta que desaparece.

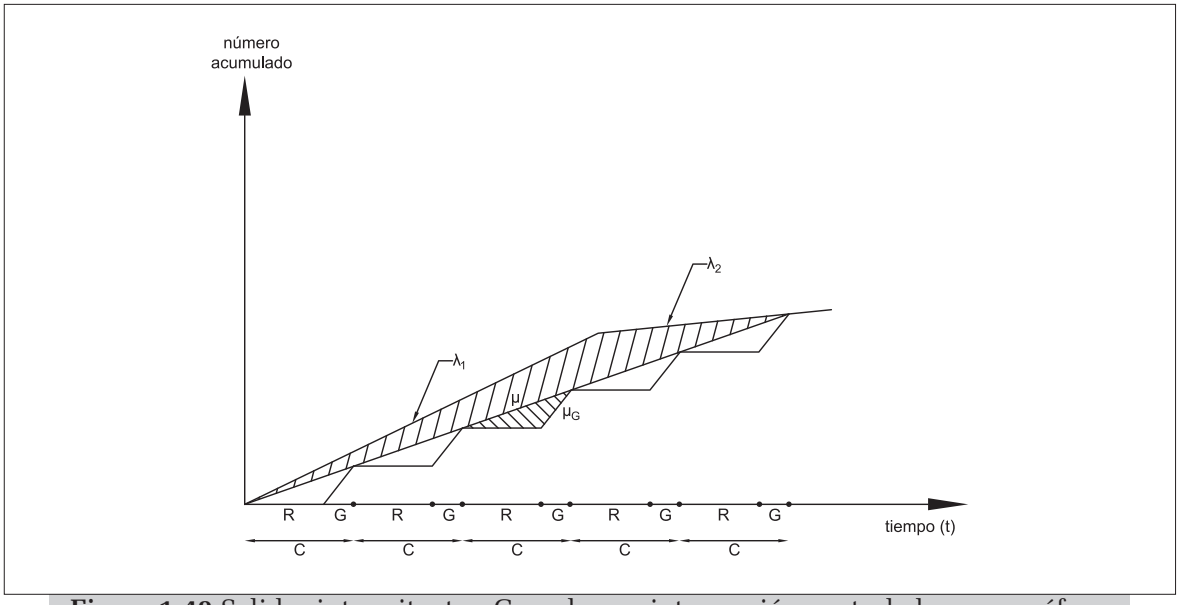


Figura 1-49 Salidas intermitentes. Caso de una intersección controlada por semáforo. Demanda alta

En la figura 1-49 vemos que, a pesar de los escalones en la curva de salida, la misma se puede aproximar a una línea de pendiente constante, $\mu = \mu_G$ x G/C, y se pueden aplicar los conceptos y procedimientos desarrollados en las secciones 1.8.4 y 1.8.5, en todo lo que se refiere a la cuantificación de las colas y demoras, teniendo cuidado, si se quiere obtener una mayor precisión, de considerar los elementos y las áreas de los triángulos mostrados en la figura 1-49. El área de uno de estos triángulos, para un ciclo cualquiera de longitud C, está dada por:

Área de un triángulo = ½ * μ * R * G..... (ec. 1-60)

b. Demoras y colas por demanda intermedia

Si observamos el comportamiento del tráfico en una intersección regulada por semáforo, en donde la tasa de promedio de llegada, λ, es menor que la tasa máxima de sa-

lida, μ, normalmente ocurre que, en un período relativamente largo, las salidas igualan a las llegadas; y se puede decir que el sistema está en equilibrio (64).

Si la tasa promedio de llegada, λ, está muy por debajo de μ, las curvas de llegada y de salida lucirán como se indica en la figura 1-47. En cambio, si durante un corto período la tasa de llegada, λ, alcanza valores superiores a μ, la situación lucirá como la indicada en la figura 1-49. Y, por último, si en cada ciclo las llegadas son iguales a lo máximo que puede salir, entonces tendremos una situación como la indicada en la figura 1-50.

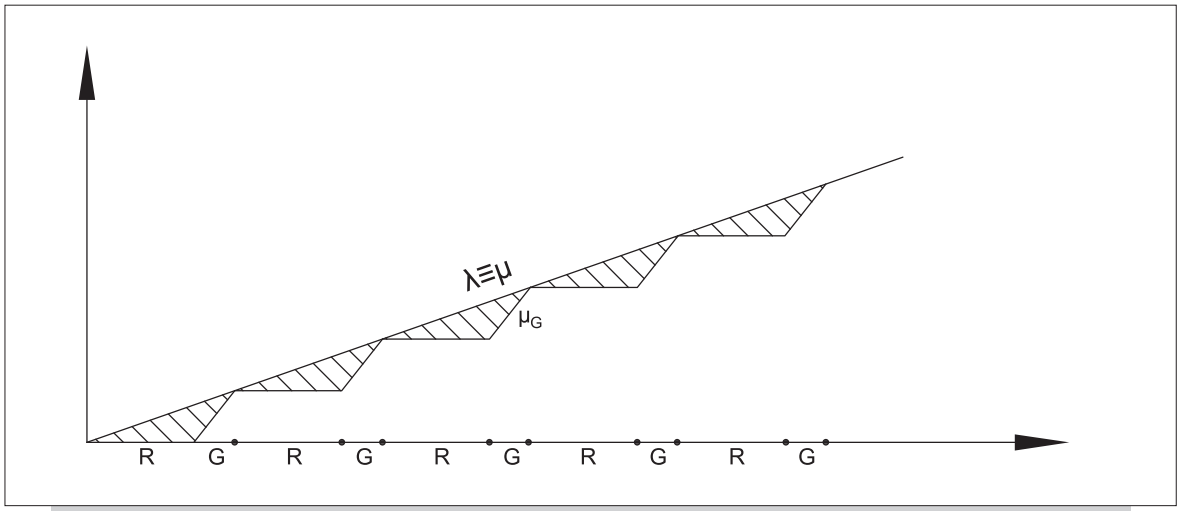


Figura 1-50 Salidas intermitentes. Caso de una intersección controlada por semáforo. Llegadas por ciclo igualan lo máximo que puede salir

Es muy difícil encontrar una situación en donde se tenga una tasa de llegada, λ, constante durante todo el período de análisis. A lo largo de este período se tiene una tasa promedio, $\overline{\lambda}$, pero las tasas instantáneas, o durante algunos intervalos, pueden estar por encima o por debajo de ese promedio. Por experiencia se sabe que el tráfico no es una variable determinística, sino que obedece más bien a un proceso aleatorio, por lo que las variaciones aleatorias que pueden ocurrir en las llegadas de los vehículos deben tenerse en cuenta, sobre todo en algunas situaciones, para entender los resultados que se puedan obtener aplicando los procedimientos y métodos utilizados en el análisis de las colas y demoras.

Cuando la demanda es baja, en donde la llegada de vehículos está bastante por debajo de lo máximo que puede salir por ciclo, la figura 1-47 representa, con suficiente precisión, esta situación, y los resultados obtenidos a partir de las expresiones deducidas, para la estimación de las colas y demoras, en la sección 1.8.7.1, no se verán afectadas por las variaciones aleatorias que puedan ocurrir en las llegadas. Puede, incluso, suceder que esporádicamente, en algún ciclo, las llegadas superen a la capacidad, quedando una cola remanente que en ciclos sucesivos desaparecerá.

En la situación opuesta, cuando la demanda es alta, en donde las llegadas permanecen por encima de la capacidad durante un período más o menos largo, y poste-

riormente la tasa de llegada disminuye sustancialmente, las colas y demoras se pueden analizar utilizando las aproximaciones desarrolladas en las secciones 1.8.4 y 1.8.5, y representadas en la figura 1-49. En este caso, las variaciones aleatorias que puedan ocurrir en las llegadas de los vehículos tampoco alterarán significativamente los resultados obtenidos con las expresiones y aproximaciones aplicadas.

Donde sí se pueden presentar los mayores problemas de interpretación es en la situación de demanda intermedia, es decir, cuando se tiene que el volumen de llegada o demanda de tráfico es menor, pero está muy cerca de la capacidad del acceso en consideración. En estos casos, si analizamos un período de tiempo relativamente largo, las llegadas o demanda se pueden representar mediante una tasa promedio $\overline{H}$, mientras que la tasa máxima de salida es μ.

Si no existieran variaciones aleatorias, las curvas de llegada y de salida tendrían una forma como la indicada en la figura 1-51.

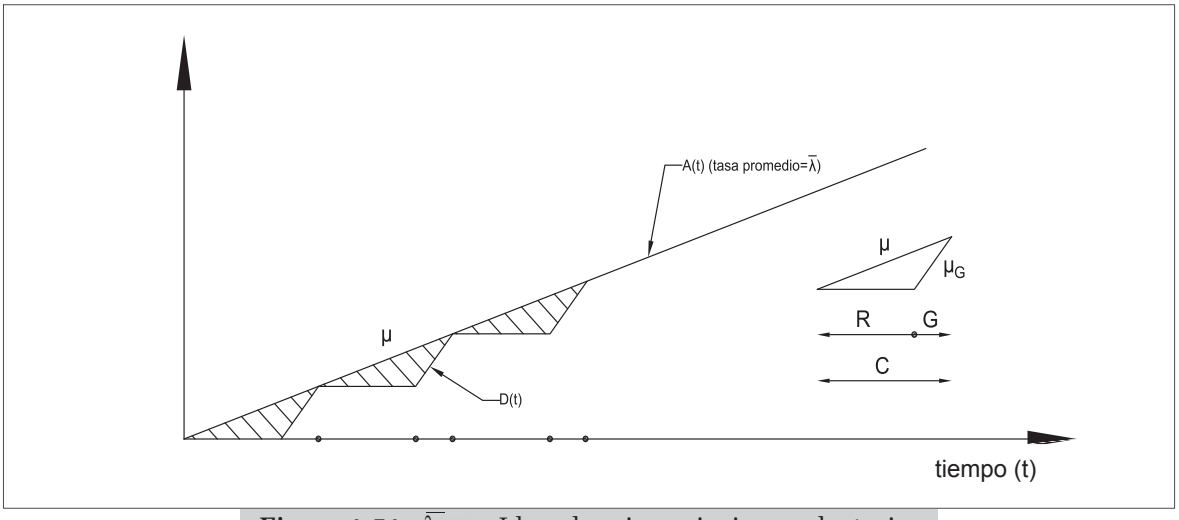


Figura 1-51 $\overline{\lambda} < \mu$. Llegadas sin variaciones aleatorias

Pero como, generalmente, ocurren variaciones aleatorias en las llegadas, puede suceder que durante varios ciclos el volumen de llegada, λ x C, sea superior a lo máximo que puede salir, μ x C, y se forma una cola que puede perdurar durante un período extenso, lo cual origina un aumento en la demora total y en la demora promedio por vehículo, así como en la longitud de la cola. Entonces, una situación más realista es la que se muestra esquemáticamente en la figura 1-52.

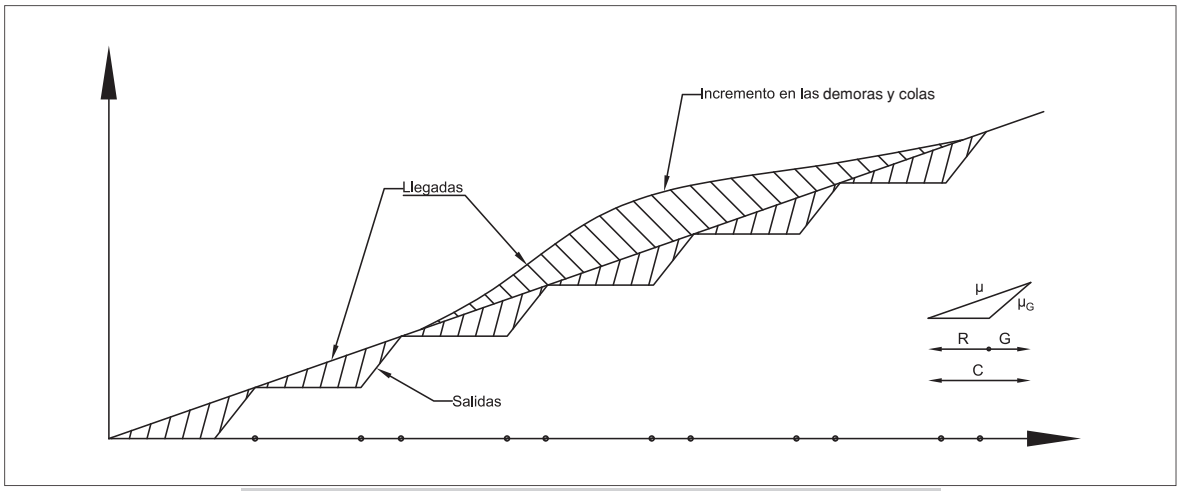


Figura 1-52 $\overline{\lambda} < \mu$. Llegadas con variaciones aleatorias

El monto de la demora y la longitud de la cola están muy relacionados con la diferencia entre $\overline{\lambda}$ y μ; entre menor sea esta diferencia, mayores serán la consecuencias en el deterioro de las condiciones de operación. Durante los períodos pico, a pesar de que al final del mismo logren pasar todos los vehículos que lleguen, se observa que las variaciones aleatorias ocasionan la formación de colas y demoras durante buena parte de este período.

Un parámetro muy utilizado, para identificar la diferencia relativa entre las llegadas y las salidas, es el llamado grado de saturación, identificado por la letra ρ, el cual ha sido definido de diversas maneras, dependiendo del uso que se le dé (por ejemplo, en el HCM se define el grado de saturación por la relación: v/c = volumen/capacidad) (65). En el tratamiento estocástico de las colas, este parámetro se define como la relación entre $\overline{\lambda}$ y μ (66):

$\rho = \overline{\lambda} / \mu$. …….. (ec. 1-61)

En la figura 1-52 podemos observar que la demora total tiene dos componentes:

Demora total (D) = Área encerrada por los triángulos (D1) + Área encerrada entre las curvas de llegada y las hipotenusas de los triángulos (D2).

Demora total = D = D1 + D2……. (ec. 1-62)

Y si llamamos, d, d1 y d2, respectivamente, a las demoras promedio por vehículo, también podemos escribir que:

Demora promedio = d = d1 + d2…… (ec. 1-63)

El área encerrada por los triángulos, D1, en la figura 1-52, es llamada la demora determinística, y se calcula, para cada ciclo por:

Demora determinística total por ciclo (ver ec. 1-58):

$$D1 = ½ * \mu_G * \lambda * R^2/(\mu_G - \lambda) \quad \text{..... (ec. 1-64)}$$

Demora promedio:

$$d1 = D1/\overline{\lambda} * C \text{..... (ec. 1-65)}$$

La demora ocasionada por las variaciones aleatorias, D2 o d2, ha recibido mucha atención de los estadísticos, existiendo una bibliografía bastante extensa sobre el tema.

Una expresión aproximada, muy utilizada para estimar la longitud promedio de cola, $\overline{Q}$, en función del grado de saturación es (67):

$$\overline{Q} = \Delta/2/ (1-\rho) \text{..... (ec. 1-66)}$$

Donde $\rho = \overline{\lambda} /\mu$.

El parámetro Δ mide la variabilidad de las llegadas, es decir, cuán aleatorias son. Cuando las mismas obedecen a la distribución de Poisson, o cuando no llegan en pelotones, se sabe que su valor está en el orden de 1 (68).

La ecuación 1-66 es válida cuando, en un período T suficientemente largo, se cumple que $\rho < 1$, es decir, $\overline{\lambda} < \mu$ ($\overline{\lambda}$ es la tasa promedio de llegadas durante ese tiempo suficientemente largo).

A partir de la ecuación 1-66, y haciendo uso de la ecuación 1-56 (deducida en la sección 1.8.4), podemos calcular la demora promedio, d2.

$$\text{Demora promedio} = d2 = \overline{Q} / \overline{\lambda} = (1/2 \text{ x } \Delta/ \overline{\lambda})/(1-\rho) \text{..... (ec. 1-67)}$$

Las ecuaciones 1-66 y 1-67 se pueden aplicar cuando el período de análisis T es suficientemente largo. Cuando T es muy corto, los resultados obtenidos no son muy satisfactorios. Aproximadamente se considera que T es suficientemente largo cuando se cumple que (69):

$$T > \Delta \text{ x } \mu/(\mu - \overline{\lambda})^2 \text{..... (ec. 1-68)}$$

Supongamos, por ejemplo, que el grado de saturación, $\rho = \overline{\lambda}/\mu = 0{,}90$, y que hemos adoptado $\Delta = 1$. De la ecuación 1-66 obtenemos que la cola promedio, $\overline{Q}$, durante el período de análisis, es 5 vehículos; si el grado de saturación ρ es 0,95, la cola promedio es de 10 vehículos; y si $\rho = 0{,}97$ dicha cola es de 17 vehículos; lo cual ilustra la influencia del grado de saturación en la longitud de la cola (y también en la demora promedio d2), a pesar de que $\overline{\lambda} < \mu$.

Uno de los primeros investigadores en ocuparse de la estimación de las colas y demoras en intersecciones reguladas por semáforos fue Webster. Utilizando modelos de simulación, él encontró que, en algunas ocasiones, la ecuación 1-67 sobreestima la demora promedio por variaciones aleatorias, por lo cual propuso un tercer término de corrección d3 para estimar la demora promedio, reemplazando la ecuación 1-63 por la 1-69.

Demora promedio = d = d1 + d2 + d3..... (ec. 1-69)

El *Manual de Capacidad Norteamericano* (HCM), basado en los resultados de Webster y otros investigadores, utiliza una expresión similar a la 1-69, con tres términos, para determinar la demora promedio en una intersección regulada por semáforos, en donde d1 representa la demora determinística; d2 la demora por variación estocástica y d3 es un término de corrección (70).

Referencias bibliográficas

(1) Carlos F. Daganzo, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. ed. (Gran Bretaña: Galliant Printers Ltd, Great Yarmouth, 1997), p. 1-3.

(2) Pedro José Andueza Saavedra, Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, *El diseño geométrico de carreteras*, (Mérida, Venezuela: Talleres Gráficos Universitarios, 1994), pp. 44-46.

(3) Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), pp. 159-162.

(4) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), p. 3-13.

(5) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000.

(6) Adolf D. May, *Traffic Flow Fundamentals*, University of California, Berkeley, (Upper Saddle River: Prentice-Hall, Inc, 1990), p. 193.

(7) *Ibid*, p. 192.

(8) *Ibid*, pp. 283-320.

(9) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 13-1 a 13-13.
(10) *Ibid*, pp. 7-9 y 7-10.
(11) *Ibid*, pp. 16-2 y 17-2.
(12) Paul C. Box y Joseph C. Oppelander, Ph.D. *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4ª edición, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 1976), pp. 78-85.
(13) H. Douglas Robertson, Ph.D., P.E., Editor, Jospeh E. Hummer, Ph.D, P.E., Assistant Editor y Donna C. Nelson, Ph.D, P.E., Assistant Editor, *Manual of Transportation Engineering Studies*, 4a. edición, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1994), pp. 33-51.
(14) Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), p. 114.
(15) Paul C. Box y Joseph C. Oppelander, Ph.D. *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4ª edición, (Washington D.C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 1976), pp. 78-85.
(16) Paul C. Box y Joseph C. Oppelander, Ph. D. *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito*, 4a. edición, (México: Representaciones y servicios de ingeniería, S. A., 1985).
(17) H. Douglas Robertson, Ph. D., P. E., Editor, Jospeh E. Hummer, Ph. D, P. E., Assistant Editor y Donna C. Nelson, Ph. D, P. E., Assistant Editor, *Manual of Transportation Engineering Studies*, 4ª edición, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1994), pp. 33-51.
(18) *Ibid*, pp. 52-58.
(19) *Ibid*, pp. 52-58.
(20) Paul C. Box y Joseph C. Oppelander, Ph. D. *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4ª edición, (Washington DC: Institute of Transportation Engineers, ITE, 1976), pp. 78-85.
(21) Paul C. Box y Joseph C. Oppelander, Ph. D. *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito*, 4a. edición, (México: Representaciones y servicios de ingeniería, S.A., 1985).
(22) H. Douglas Robertson, Ph. D., P. E., Editor, Jospeh E. Hummer, Ph. D, P. E., Assistant Editor y Donna C. Nelson, Ph. D, P. E., Assistant Editor, *Manual of Transportation Engineering Studies*, 4a. edición, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1994), pp. 33-51.
(23) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 16-88 a 16-93.
(24) *Ibid*, pp. 16-88 a 16-93.
(25) *Ibid*, pp. 2-16.
(26) *Ibid*, pp. 2-17.

(27) *Ibid*, pp. 16-88.
(28) Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), p. 134.
(29) *Ibid*, pp. 133-136.
(30) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 50 y 110-111.
(31) Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), pp. 210-211.
(32) Adolf D. May, *Traffic Flow Fundamentals*, University of California, Berkeley, (Upper Saddle River: Prentice-Hall, Inc, 1990), pp. 164-166.
(33) *Ibid*, p. 165.
(34) *Ibid*, pp. 166-167.
(35) *Ibid*, pp. 167-173.
(36) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), p. 12.
(37) Paul L. Meyer, Department of Mathematics, *Washington State University, Introductory Probability and Statistical Applications*, 2a ediciób̀n (Reading, Massachusets: Addison-Wesley Publishing Company, 1970), pp. 165-169.
(38) *Ibid*, pp. 159-170 y 190-193.
(39) Jack R. Benjamin & C. Allin Cornell, Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, (McGraw-Hill Book Company, 1970), pp. 236-245.
(40) Adolf D. May, *Traffic Flow Fundamentals*, University of California, Berkeley, (Upper Saddle River: Prentice-Hall, Inc, 1990), pp. 11-53.
(41) *Ibid*, pp. 19-22.
(42) *Ibid*, pp. 32-34.
(43) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), p. 8-17.
(44) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), p 1-17 y 17-103.
(45) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 718-719.
(46) Pedro José Andueza Saavedra, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, *El diseño geométrico de carreteras*, (Mérida, Venezuela: Talleres Gráficos Universitarios, 1994), pp. 102-107.
(47) Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, ITE, 2003), p. 26.

(48) Wolfgan S. Homburger, Editor; Louis E. Keefer and William R. McGrath, Associate Editors, *Transportation and Traffic Engineering Handbook*, 2a edición (Pretice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982), p. 168.

(49) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, DC: AAHSTO, 2001), p. 43.

(50) Pedro José Andueza Saavedra, Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, *El diseño geométrico de carreteras*, (Mérida, Venezuela: Talleres Gráficos Universitarios, 1994), pp. 44-46.

(51) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 109-117.

(52) *Ibid*, pp. 717-718.

(53) G. F. Newell, Profesor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), p 3-11.

(54) *Ibid*, pp. 11-18.

(55) Carlos F. Daganzo, Department of Civil Environmental Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. edición, (Gran Bretaña, Galliard (printers) Ltd. Great Yarmouth, 1997), pp. 25-30.

(56) G. F. Newell, Profesor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), pp. 20-35.

(57) Carlos F. Daganzo, Department of Civil Environmental Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. edición, (Gran Bretaña, Galliard (printers) Ltd. Great Yarmouth, 1997), pp. 28-29.

(58) *Ibid*, p. 29.

(59) G. F. Newell, Profesor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a. edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), pp. 22-25.

(60) Carlos F. Daganzo, Department of Civil Environmental Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. edición, (Gran Bretaña, Galliard (printers) Ltd. Great Yarmouth, 1997), pp. 30-34.

(61) William R. McShane, Roger P. Roess y Elena S. Prassas, Traffic Engineering, 2a. edición, (Upper Saddle River, New Jersey, Prentice Hall, 1998), pp. 134-135.

(62) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 16-142 a 16-151.

(63) Carlos F. Daganzo, Department of Civil Environmental Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. edición, (Gran Bretaña, Galliard (printers) Ltd. Great Yarmouth, 1997), p. 36-37.

(64) *Ibid*, pp. 41-43.

(65) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 14-16.

(66) G. F. Newell, Profesor of Transportation Engineering, University of California, Berkeley, *Applications of Queueing Theory*, 1a edición, Monographs on Applied Probability and Statistics (Londres, Chapman and Hall Ltd, 1971), p. 109.

(67) *Ibid*, pp. 105-110.

(68) Carlos F. Daganzo, Department of Civil Environmental Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*, 1a. edición, (Gran Bretaña, Galliard (printers) Ltd. Great Yarmouth, 1997), p. 41.

(69) *Ibid*, p. 41.

(70) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D.C.: National Research Council, 2000), pp. 16-19 a 16-23 y 16-142 a 16-151.

Clasificación funcional de las vías

capítulo

2

2.1 Etapas de los viajes

En una red vial: rural, suburbana o urbana, con un diseño funcional completo, se pueden distinguir fácilmente las etapas que comprenden una buena parte de los viajes entre cada par origen y destino, lo cual se ilustra en la figura 2-1:

- Movimiento principal
- Distribución
- Recolección
- Acceso
- Terminación.

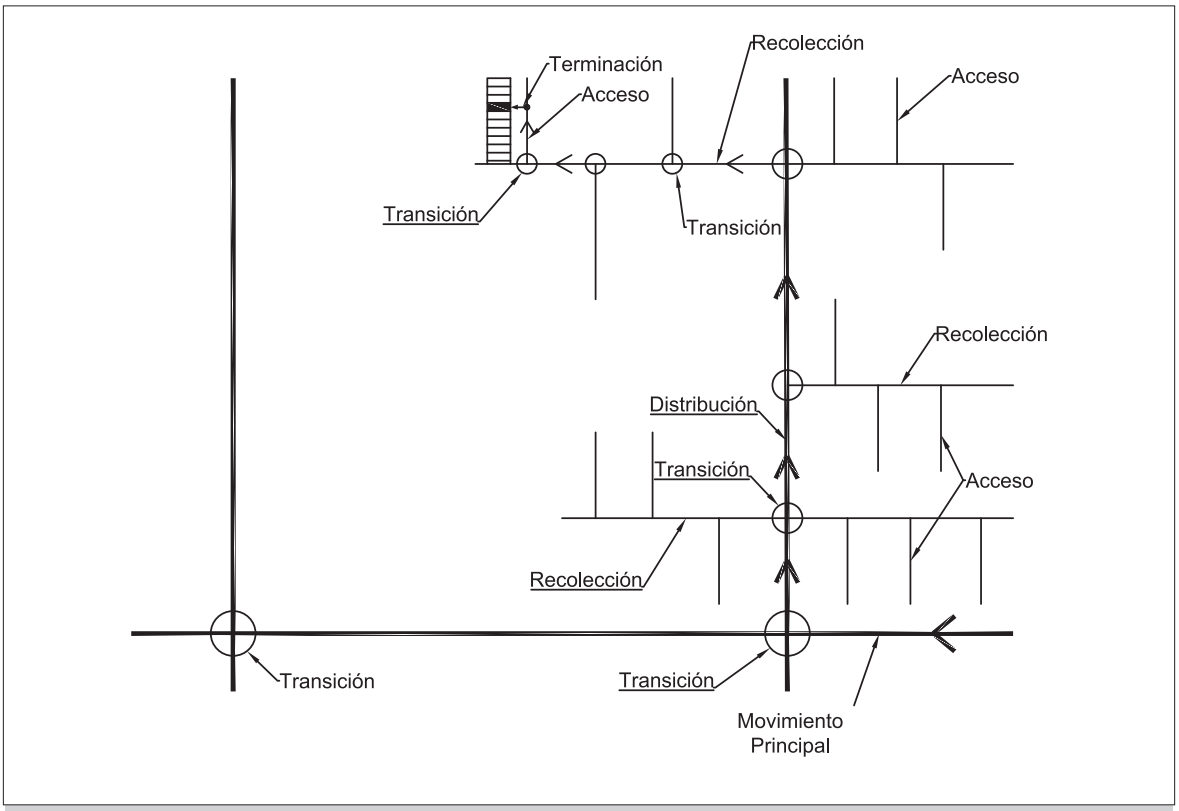


Figura 2-1 Dibujo esquemático de las etapas de los viajes
Fuente: El autor, inspirado en American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), exhibit 1-1, p. 2.

Una red bien diseñada desde el punto de vista funcional debería estar conformada por diferentes clases de vías, cada una con características especiales para satisfacer las necesidades de cada una de esas etapas.

Así, para cumplir con la etapa de movimiento principal, debe existir un grupo de vías que garanticen un alto nivel de movilidad, lo cual se traduce en velocidades altas, gran capacidad, pocos puntos de accesos a nivel que impliquen restricciones al libre movimiento de los vehículos, confort, seguridad, etc.

Por otra parte, para adaptarse a la etapa de distribución, se requieren vías también con un buen nivel de movilidad, aunque con velocidades más bajas que las necesarias para la etapa de movimiento principal; y con menores requerimientos en cuanto a la capacidad; con mayor número de intersecciones (para lograr el cumplimiento de la distribución) y con mayor número de puntos de acceso.

A medida que nos acercamos al punto de destino del viaje, para satisfacer las etapas de recolección y acceso, los requerimientos de movilidad van perdiendo importancia, y a cambio aparece la necesidad de mejorar el acceso a las áreas adyacentes. Las velocidades son relativamente bajas, se requiere menor capacidad y existen muchos puntos de acceso a las vías.

La etapa de acceso debe garantizar la llegada al punto de destino, en donde ocurre la última etapa de terminación, con el estacionamiento del vehículo en el garaje de una residencia, comercio, etc.

Unido a los conceptos de movilidad y movimiento vehicular está el de la longitud de los viajes. Así, las vías dedicadas a la etapa de movimiento principal están ligadas a los viajes más largos del área o región; lo cual disminuye progresivamente en aquellas destinadas a las otras etapas, hasta llegar a las vías de acceso en donde los viajes son muy cortos.

Además de las etapas indicadas arriba, es necesario identificar también la etapa de transición entre las diferentes categorías de vías, lo cual es sumamente importante, fundamentalmente para ajustar la diferencia de velocidades existentes en cada etapa del viaje.

Las rampas de un distribuidor, en algunos casos, pueden servir eficientemente para llevar a cabo los ajustes de velocidad, entre la etapa de movimiento principal (con altas velocidades) y la de distribución (con velocidades menores).

Las intersecciones a nivel, en algunos casos, permiten los ajustes requeridos en las velocidades, para pasar de una etapa a otra, como puede ser la situación cuando la canalización contempla canales o enlaces para realizar algunos giros.

Cuando los elementos de la intersección no pueden satisfacer convenientemente la etapa de transición, los vehículos se verán obligados a realizar los ajustes de la velocidad en los canales de las corrientes principales, generando conflictos.

2.2 Clasificación funcional de las vías

La jerarquía en las etapas de los viajes conduce a la idea de una clasificación de las vías, de acuerdo a la función primordial que las mismas realizan, para adaptarse a las necesidades de cada etapa: movilidad y acceso, siendo estas funciones hasta cierto punto contrapuestas, pues entre más acceso ofrece una vía menos movilidad provee, y a la inversa.

Así, para las etapas de movimiento principal y de distribución, se necesitan vías cuya función prioritaria sea la movilidad, mientras que para la etapa de acceso requerimos vías que permitan acceder a las propiedades adyacentes eficientemente.

La movilidad se expresa, fundamentalmente, por la velocidad de operación y los tiempos de viaje, aunque existen otros elementos cualitativos, como el confort en el manejo, la ausencia de cambios bruscos de velocidad y la seguridad.

Unida a la función de movilidad está la longitud de los viajes, pues las vías que están diseñadas para ejercer prioritariamente esta función se caracterizan por prestar servicio a los viajes más largos, favoreciendo los viajes de paso (los que tienen su origen y destino fuera de las adyacencias de la vía) y restringiendo, de ser posible, los viajes locales (los que tienen su origen y/o destino en las adyacencias de la vía).

Por otra parte, el acceso está representado por la cantidad de vehículos y/o personas que tienen acceso a las propiedades adyacentes a la vía. El acceso que proporcionan las vías se puede llevar a cabo de muy diversas maneras, por ejemplo: mediante puestos de estacionamiento adyacentes a la calzada; o incorporando accesos de entrada/salida a garajes privados, a estacionamientos públicos y privados; o accesos de entrada/salida a vías privadas que conducen a áreas residenciales, comerciales, industriales, etc.

La función de acceso está íntimamente ligada a la necesaria presencia de intersecciones, que permitan los giros desde o hacia una vía, para acercarse al sitio de destino o para ingresar al mismo en sus adyacencias.

La presencia de las intersecciones y otros puntos de acceso, implica la realización de maniobras entre las corrientes vehiculares, las cuales van en detrimento de la fluidez, capacidad y seguridad del tráfico de vehículos y peatones por lo que, para favorecer la movilidad, en aquellas vías destinadas a esta función, se requiere ejercer un control de accesos, el cual varía de acuerdo a las necesidades de cada vía, desde aquellas que ameritan un control total, hasta las dedicadas fundamentalmente a dar acceso, y entonces se pueden distinguir diferentes tipos de vías:

- Vías con control total de accesos
- Vías con control parcial de accesos
- Vías sin control de accesos

Para definir una clasificación funcional de las vías, vemos que es muy importante el grado de control de accesos y, además, debemos entender, sobre todo en la etapa de planificación de una red, que las dos funciones: movilidad y acceso, son contrapuestas, pues para aumentar la movilidad debemos restringir los accesos, mientras que en una vía, diseñada para proveer acceso a las propiedades adyacentes, debemos necesariamente limitar o regular algunos de los factores asociados con la movilidad.

El gráfico de la figura 2-2 ilustra la forma más conocida y general de definir la clasificación funcional de las vías, basada en la proporción que cada categoría dedica a las funciones: movilidad y acceso, distinguiéndose tres grandes tipos:

- Arteriales
- Colectoras
- Locales

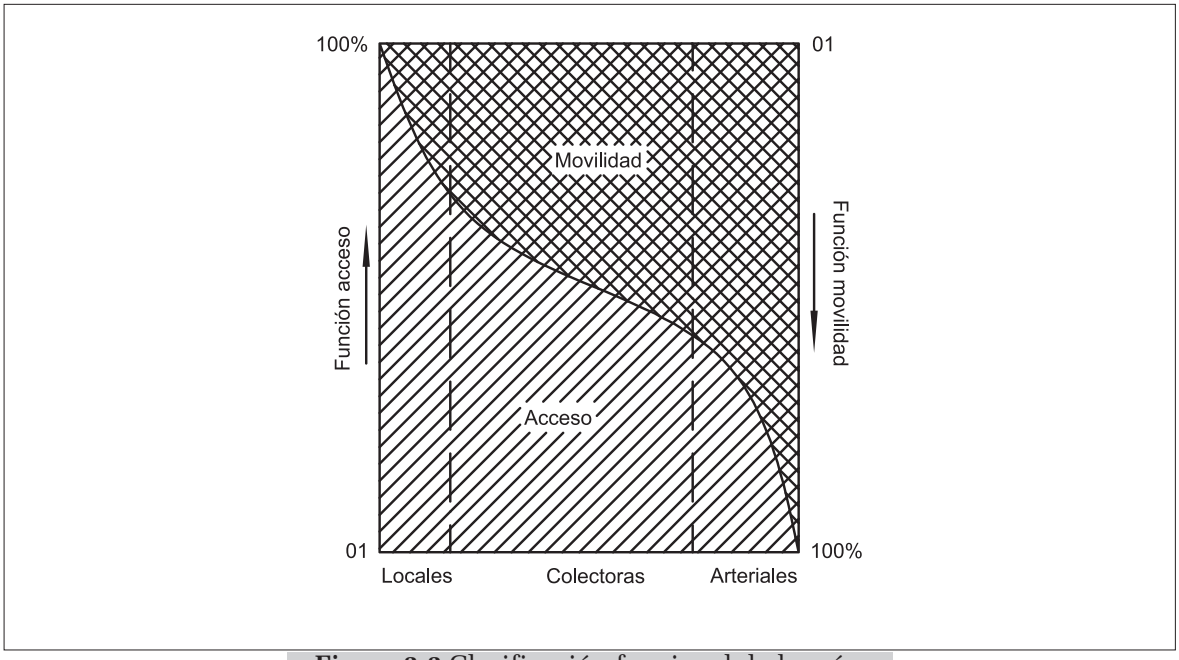


Figura 2-2 Clasificación funcional de las vías
Fuente: Información de conocimiento general

En el gráfico de la figura 2-2 podemos observar que, en general, cada una de las vías que conforman una red no está dedicada exclusivamente a una sola de las funciones: movilidad o acceso, y por lo tanto, la clasificación funcional se basa en la proporción dedicada a cada una de estas funciones, así como en otros factores, a su vez relacionados con la movilidad y con el acceso, entre los cuales mencionamos los siguientes:

- Un factor tomado muy en cuenta para una definición apropiada de cada una de las categorías, es el que se refiere a la extensión y grado del control de accesos.
- También de mucha importancia es la longitud de los viajes a los cuales presta servicio la vía, así como la proporción de los viajes de paso.
- En la clasificación de una vía, también es importante la continuidad de la misma dentro de la red y su relación con la orientación general de los viajes desde su origen hasta su destino.
- La cuantía de tráfico se puede definir como el producto del número de vehículos (durante un período determinado, por ejemplo, un día) entre cada par origen y destino de un país, región, ciudad o área metropolitana, por la longitud de la etapa correspondiente a un determinado tipo de vía, y se expresa en veh-km (para el período especificado, por ejemplo, un día). El porcentaje de esta cuantía de tráfico, asignada a cada categoría de vía, en relación al total de veh-km en toda la red del área considerada, es un factor que diferencia a cada categoría de las demás.
- El volumen de tránsito, por sí solo, no es un elemento que define la clasificación funcional de las vías, pues si bien es cierto que las arteriales absorben

altos volúmenes vehiculares, se puede dar el caso de otras vías, por ejemplo, con categoría de colectoras, también con altos volúmenes de tránsito.

Partiendo de la clasificación general, indicada en la figura 2-2, se pueden diferenciar, aún más, diversas categorías o clases de vías. La definición de cada tipo, así como el total de categorías o clases, puede variar de un país a otro.

En los organismos públicos encargados de la planificación vial en Venezuela no existe uniformidad de criterios para establecer el número de clases y para la definición de las mismas. Esta deficiencia se pone de manifiesto en forma negativa en muchos de los llamados planes de ordenación urbana (POU) y en los planes especiales de desarrollo urbano local (PEDUL).

A continuación, se resume la clasificación funcional según la AASHTO 2001 (1), con algunas adaptaciones al caso de Venezuela (2), (3), tanto para las áreas urbanas como para las rurales.

2.2.1 Clasificación en áreas rurales

a. Arteriales principales
b. Arteriales menores
c. Colectoras mayores
d. Colectoras menores
e. Locales

a. Arteriales principales

Son vías que satisfacen la etapa de movimiento principal de los viajes, con las siguientes características:

- Sirven a importantes corredores de tráfico, con viajes de largo recorrido, y absorben un alto porcentaje de la cuantía de tráfico (veh-km) dentro de los estados. Prestan servicio a la mayoría o a todos los viajes interestatales.
- Absorben los viajes entre ciudades y áreas urbanas grandes e intermedias importantes.
- Generalmente, están integradas en forma de redes, sin tramos sueltos, salvo en situaciones especiales (por ejemplo, enlazar dos ciudades importantes entre sí, o una ciudad importante con un generador importante de tránsito como un aeropuerto con mucha actividad).
- Generalmente, conforman una red de vías interconectadas y continuas, que enlazan ciudades importantes entre sí, o con otras arteriales principales, prestan servicio a viajes largos y permiten velocidades relativamente altas en forma cómoda y segura.
- En estas vías se da prioridad al tráfico de paso, y se provee poco acceso a las áreas adyacentes.

b. Arteriales menores

Son vías que satisfacen la etapa de distribución de los viajes y, junto con las arteriales principales, constituyen una red bien definida, con las siguientes características:

- Enlazan ciudades grandes e intermedias y pueblos grandes. También pueden enlazar otros generadores de tráfico importantes (por ejemplo, áreas recreacionales de importancia) que atraigan viajes de gran longitud.
- Forman una red de servicio dentro de los estados, entre las principales ciudades y pueblos importantes.
- Una red de vías arteriales menores bien configurada debe contemplar que las áreas importantes del estado queden a una distancia razonable del sistema arterial.
- Las longitudes de viajes y el porcentaje de la cuantía de tráfico son mayores que los predominantemente observados en los sistemas de colectoras y locales.
- En su recorrido pueden conectar algunos pueblos pequeños y hasta algunos caseríos, las más de las veces evitando atravesarlos y conectándose a ellos con accesos apropiados.
- En estas vías se le da prioridad al tránsito de paso, pero se permite más acceso a las áreas adyacentes que como lo hacen las arteriales principales.

Al igual que las arteriales principales, también conectan ciudades importantes entre sí o con otras carreteras principales.

c. Colectoras

Estas vías son más bien de alcance local y de menor importancia dentro de los estados. Las longitudes de los viajes (independientemente del volumen de tráfico) son bastante menores que las que caracterizan a las arteriales menores.

A su vez, se clasifican como:

- Colectoras mayores
- Colectoras menores

Colectoras mayores

- Prestan servicio a pueblos grandes que no son servidos directamente por las arteriales, así como otros generadores de tráfico de importancia local, como por ejemplo, centros educacionales consolidados, puertos, parques, áreas agrícolas y pecuarias, mineras y forestales, de importancia.
- Enlazan estos sitios con pueblos o ciudades cercanos o con vías arteriales.
- Aunque ofrecen cierto grado de movilidad, proporcionan bastante acceso a las áreas adyacentes.
- Prestan servicio a corredores de tráfico importantes a nivel local.
- Enlazan pueblos pequeños y caseríos entre sí o con alguna ciudad importante o alguna carretera de mayor jerarquía, la mayoría de las veces atravesando los pueblos, con el consiguiente perjuicio al tráfico de paso.

Colectoras menores

- Proveen servicio al resto de las comunidades más pequeñas, no servidas por las otras vías de mayor jerarquía.
- Enlazan generadores de tráfico de importancia local con el área rural circundante.
- Acumulan tráfico proveniente de las vías locales, y de áreas desarrolladas, para llevarlo a otras vías colectoras o de mayor jerarquía.
- Ofrecen acceso directo, o a través de vías locales, a las propiedades adyacentes y pequeños pueblos, caseríos, centros de producción, industrias y otros generadores de tránsito, y recogen y distribuyen el tráfico de las vías locales hacia y desde carreteras más importantes.

d. Locales

Constituyen el sistema de las vías rurales no clasificadas dentro de las otras categorías.

Su función primordial es proporcionar acceso a las tierras adyacentes y a pequeños pueblos, caseríos, centros de producción, industrias y otros generadores de tránsito, y prestan servicio a viajes relativamente cortos.

2.2.2 Clasificación en áreas urbanas

a. Arteriales principales
b. Arteriales menores
c. Colectoras
d. Locales

a. Arteriales principales

Satisfacen la etapa de movimiento principal. Prestan servicio a los mayores centros de actividad de las áreas urbanas, los corredores de altos volúmenes de tráfico, los viajes más largos; absorben una alta proporción del total de viajes generados en el área urbana y un alto porcentaje de la cuantía de tráfico (veh-km); sin embargo, la longitud de esta categoría de vías representa una proporción relativamente pequeña en comparación a la longitud total de la red.

La velocidad de operación en estas vías es relativamente alta.

Un sistema bien planificado de vías arteriales principales debe estar integrado internamente y, además, proveer las conexiones necesarias con las vías rurales importantes que circundan el área urbana.

Las arteriales principales constituyen, en cualquier área urbana, un sistema de vías que se identifican por ser significativamente sobresalientes en términos de la longitud de los viajes a los que prestan servicio.

Estas vías absorben los viajes internos más importantes del área urbana, tales como aquellos entre el casco central y las zonas residenciales periféricas; al igual que los generados entre las mayores áreas residenciales, comerciales, etc., así como entre los centros suburbanos más importantes.

En áreas urbanas pequeñas e intermedias, posiblemente no existan estas vías, o son muy limitadas en número y extensión, y su importancia se puede derivar principalmente del servicio prestado al tráfico de paso.

El sistema arterial principal absorbe la mayoría de los viajes de paso y los que entran y salen del área urbana, y proporciona continuidad para todas las arterias rurales que llegan a los límites urbanos.

Frecuentemente, el sistema arterial principal es utilizado por rutas importantes de autobuses dentro del área urbana, así como rutas interurbanas.

El espaciamiento entre las arteriales principales generalmente es grande y está muy relacionado con la densidad de producción-atracción de viajes de zonas específicas dentro del área urbana, y con la concentración y espaciamiento de las actividades dentro de la misma.

El acceso a las áreas adyacentes, en general, es muy restringido (o no existe), pues su función prioritaria es el servicio al tráfico de paso.

b. Arteriales menores

Satisfacen la etapa de distribución de los viajes. Este sistema se interconecta con el sistema arterial principal urbano y lo aumenta.

Prestan servicio a viajes largos y medianos del área urbana, con un nivel de movilidad algo menor que las arteriales principales, y distribuyen viajes a zonas más pequeñas que las identificadas con el sistema arterial principal.

Estas vías ponen más énfasis en el acceso a las áreas adyacentes que como lo hacen las arteriales principales, y ofrecen menor movilidad al tráfico, pero sigue siendo la movilidad su función más importante lo cual, en buena parte, se consigue a través del diseño geométrico o por medio de controles de tráfico.

Pueden ser utilizadas por rutas de autobuses locales, y proporcionan conexión entre importantes áreas residenciales, comerciales, etc.; pero en un sistema bien planificado no deberían penetrar las áreas residenciales.

Estas vías, generalmente, forman una red en forma de cuadrícula, y se conectan con otras arteriales y con colectoras, con intersecciones a nivel, generalmente controladas por semáforos, aunque también se pueden conectar mediante distribuidores a diferentes niveles con algunas arteriales principales.

El espaciamiento de estas vías es mucho más cerrado que en las arteriales principales, y está muy ligado a los volúmenes de los viajes entre las distintas áreas servidas, así como a la ubicación relativa de estas áreas.

c. Colectoras

Proporcionan acceso a las propiedades adyacentes y también cumplen con la función de movilidad del tráfico dentro de áreas residenciales, comerciales, industriales, educacionales, etc.

Son vías que muchas veces dan acceso directo a las parcelas adyacentes, pero también reparten o recogen el tráfico de pequeñas áreas cuyas parcelas son servidas por vías locales, con las cuales tienen muchas intersecciones. Generalmente, el tráfico es conducido desde o hacia vías más importantes u otras colectoras.

Difieren del sistema arterial en que pueden penetrar zonas residenciales, repartiendo los viajes provenientes de las arteriales, hasta la zona de destino.

Así mismo, las colectoras también recolectan tráfico desde las zonas de origen, en las calles locales en áreas residenciales, y lo canalizan hacia el sistema arterial.

En los cascos centrales de nuestras ciudades, y en otras zonas de desarrollo y densidades de tráfico similares, el sistema colector puede llegar a constituir la totalidad de la red de calles.

Pueden también ser utilizadas por rutas de autobuses locales.

El volumen de paso, generalmente, es bajo. Dan servicio a viajes cortos; algunas veces se desanima el tráfico de paso y las altas velocidades, con controles de tránsito o por medio del diseño geométrico.

d. Locales

Comprenden todas las vías no clasificadas en las de mayor jerarquía. Su función primordial es la de permitir el acceso directo a las propiedades adyacentes.

Son las vías que ofrecen el nivel de movilidad más bajo, y generalmente no son utilizadas por rutas de autobuses.

Generalmente, no hay tráfico de paso, el cual casi siempre es deliberadamente desanimado, por los largos recorridos a los cuales se ven obligados los conductores que las tratan de utilizar, y también por las bajas velocidades propias de estas vías, o por obstáculos colocados a propósito.

En las vías locales se pretende proporcionar accesos frecuentes y directos a las propiedades, mientras que la función de movilidad es restringida, para preservar el ambiente de la comunidad y la seguridad de los peatones y ciclistas.

De acuerdo a la zona servida se les puede clasificar como: residenciales, industriales, recreacionales, comerciales, etc.

2.3 La clasificación funcional de las vías y la jerarquía de los movimientos

En algunas redes, bien planificadas, se puede observar una correspondencia excelente entre las etapas de un viaje y las vías utilizadas en cada una de ellas. Como un

ejemplo ilustrativo, supongamos el caso de un área metropolitana grande, en donde se tiene una red vial bien planificada:

Una persona tiene estacionado su vehículo (etapa de terminación) en el garaje de su casa, ubicada en una urbanización. El conductor sale del garaje e inmediatamente se incorpora a una calle local y recorre una corta distancia sobre esta vía (etapa de acceso), hasta que llega a una vía colectora, la cual tiene intersecciones con otras calles locales de la urbanización, y a lo mejor alarga un poco su recorrido y se interseca con calles de una urbanización vecina; los volúmenes de tránsito, de cada una de estas calles locales, se incorporan a la vía colectora (etapa de recolección) a través de intersecciones con regulación de pare o a lo mejor sin ningún tipo de regulación. La vía colectora, además de recibir el tráfico de las calles locales, también permite que algunos vehículos se incorporen directamente desde los garajes de algunas casas; en este último caso decimos que la vía colectora satisface la etapa de recolección de algunos viajes y la etapa de acceso de otros.

Posiblemente la vía colectora, después de un recorrido intermedio, se interseca con una vía arterial menor, regulada por un semáforo o con control de pare, lo cual dependerá de los volúmenes vehiculares y peatonales en las dos vías y de otras circunstancias que existan en el sitio (ejemplo, condiciones de visibilidad y otros factores de seguridad, etc.). Puede ocurrir también que la vía colectora se interseque con otra colectora, aumentando el volumen de tráfico de una de ellas, la cual probablemente conducirá todo el volumen hasta una arterial.

A la arterial menor, a lo largo de su recorrido, se incorporarán los volúmenes de tránsito de otras vías colectoras (etapa de distribución), a través de intersecciones reguladas por semáforo o con control de pare lo cual, al igual que en el caso anterior, dependerá de los volúmenes vehiculares y peatonales y de otras circunstancias presentes en la intersección.

Esta arterial menor, en su recorrido medio o largo, probablemente se conecta con otras arteriales menores, mediante intersecciones reguladas por semáforos, y con vías arteriales principales, las cuales a su vez tendrán conexiones con otras arteriales menores y principales, a través de intersecciones reguladas por semáforos o de distribuidores a diferentes niveles.

La arterial principal (a lo mejor una autopista) conducirá el volumen de tráfico por un trecho bastante largo (etapa de movimiento principal), hasta que los vehículos, cuando se vayan acercando a su punto de destino, se desincorporen de la vía, tomando una arterial menor para entrar nuevamente en la etapa de distribución, y después de un recorrido intermedio llegarán a una vía colectora para ejecutar la etapa de recolección, la cual los llevará a una vía local, en donde se realizará la etapa de acceso, hasta que llegan a un lugar donde estacionar (etapa de terminación).

Otro ejemplo, que ilustra apropiadamente la compatibilidad entre la clasificación funcional y las etapas de un viaje, es el caso de un desarrollo comercial muy grande, de alcance regional, en un área metropolitana también bastante extensa. En este caso, si la red vial está bien planificada, se puede observar lo siguiente:

Supongamos que la vía, que conduce el tráfico desde distintas zonas del área metropolitana, es una arterial principal (a lo mejor una autopista), la cual permite la etapa de movimiento principal. Mediante un distribuidor se accede a una vía, que en forma de anillo recorre todo el desarrollo comercial y lleva a cabo la etapa de distribución.

La vía en forma de anillo distribuye el tráfico hacia distintas playas de estacionamiento. En cada una de estas playas existen vías que reparten (etapa de recolección) el tráfico a distintos lotes de estacionamiento.

En cada lote de estacionamiento habrá uno o varios pasillos que permiten el acceso a los puestos de estacionamiento (etapa de terminación).

Es posible que, en algunos lotes de estacionamiento, los pasillos tengan acceso directo a la vía en forma de anillo, y decimos que esta última misma también cumple con la etapa de recolección.

Otras veces puede ocurrir que algunas de las vías que permiten la etapa de recolección tengan puestos de estacionamiento adyacentes y, entonces, también estarían permitiendo la etapa de acceso.

En estos dos ejemplos podemos agregar el hecho de que cada una de las categorías de las vías que conforman la red, y la etapa correspondiente de los viajes, están ligadas a la velocidad. Así, en las arteriales principales, y etapa de movimiento principal, se obtienen las mayores velocidades en la red, siguiéndole las que se observan en las arteriales menores y etapa de distribución.

En cambio, en las colectoras y etapa de recolección, así como en las vías locales y etapa de acceso, las velocidades tendrán una importancia menor y serán más bajas que en las etapas y vías anteriores.

Los conductores, cuando pasan de una etapa a otra de su viaje, y de una a otra categoría de vía, se ven obligados a realizar ajustes en sus velocidades. Si estos ajustes se llevan a cabo dentro de las calzadas de las vías, se pueden presentar situaciones de peligro e incomodidad a los conductores que realizan estos ajustes y al resto del tráfico, por lo que lo más conveniente es que la etapa de transición se ejecute en el área de las intersecciones y distribuidores los cuales, si están apropiadamente diseñados, estarán provistos de los elementos geométricos, de regulación y de control, necesarios para permitir realizar eficientemente esta transición.

Es importante reconocer, en los dos ejemplos descritos arriba, que algunas etapas de los viajes se cumplen en vías públicas, pero que dentro de los desarrollos privados comerciales, industriales, residenciales, etc., se pueden completar algunas de las etapas. Entre más grande sea el desarrollo, mayor será el número de etapas que se efectuarán dentro del mismo, y se requerirán más clases de vías privadas.

No en todas las áreas urbanas, obligatoriamente, se tienen que identificar todas las categorías de vías, desde las arteriales hasta las locales, pues esto depende mucho del tamaño del área.

En muchas ciudades pequeñas e intermedias probablemente no existan vías arteriales y ocurre que, sobre todo en el centro de la ciudad, las colectoras deben absorber

el tráfico que les correspondería a aquéllas, lo cual generalmente no lo hacen en forma eficiente, pues se producen indeseables mezclas de viajes de distinta categoría: viajes largos con deseos de altas velocidades, viajes cortos y muchos giros en las intersecciones, y muchos vehículos buscando espacios para estacionar, o existencia de acceso a las propiedades adyacentes.

A medida que la ciudad crece, la necesidad de movilidad obliga a la construcción: primero de arteriales menores, con intersecciones relativamente cercanas; y posteriormente, arteriales principales con intersecciones a nivel bastante separadas y/o distribuidores a diferentes niveles.

En otras oportunidades ocurren situaciones inversas: en ciudades en crecimiento se construyen, sobre todo en áreas suburbanas, vías planificadas para funcionar como arteriales principales pero, a medida que pasa el tiempo, las presiones de los dueños de las propiedades adyacentes, y de los urbanizadores, conllevan a cambios de uso, o a una mayor intensidad de las actividades, incrementándose el número de accesos a estas áreas, con el consecuente deterioro de la función de movilidad de la vía y su transformación en una arterial menor, aumentando la función de acceso.

En otras ocasiones puede ocurrir que a lo largo de los años, a pesar del incremento de los puntos de acceso, la vía mantiene su clasificación, obedeciendo a la importancia y longitudes de los viajes servidos por la misma, a la proporción de viajes de paso, etc., pero las condiciones de operación se deterioran significativamente y pueden llegar a ser similares a las que se observan en vías de jerarquía menor, en cuanto se refiere a la velocidad de operación, capacidad, confort, etc., (por ejemplo, una vía arterial se puede comportar, desde el punto de vista operacional, como una colectora).

En algunas ocasiones, dependiendo del tamaño de la ciudad, o del desarrollo residencial o comercial, algunas vías pueden ejercer simultáneamente dos de las etapas de los viajes. Así, por ejemplo, en ciudades de tamaño medio es posible que las vías dedicadas a la etapa de distribución también cumplan con la etapa de movimiento principal pero, en ciudades y áreas metropolitanas grandes, probablemente encontramos que para llevar a cabo cada una de las etapas de los viajes, desde el movimiento principal hasta el acceso, existen vías especialmente dedicadas a ello y, para cumplir con esto último, un elemento muy importante a considerar es la velocidad prevista para la operación de estas vías. Así, en las vías dedicadas al movimiento principal, se utilizarán elementos geométricos, y se aplicarán medidas de operación del tráfico, para garantizar altas velocidades; en cambio, en las vías dedicadas a la etapa de acceso se procurará utilizar características geométricas, y se aplicarán medidas de tráfico que conlleven a bajas velocidades, fundamentalmente por razones de seguridad.

Si se planifica una red, de tal manera que cada vía cumpla la función más apropiada (movilidad y/o acceso), y absorba el tráfico más apropiado (viajes largos o cortos, de paso o locales), y cumpla con cada una de las etapas de los viajes (movimiento principal, distribución, recolección y acceso), entonces la operación será eficiente en cuanto se refiere a

capacidad, velocidad y confort de los usuarios, y en cuanto se refiere a la seguridad, contaminación y molestias a los usuarios de la vía y de las personas de las áreas adyacentes.

En cambio, en una red mal planificada, podemos encontrar casos extremos, como el de una calle local prestando servicio a viajes largos, o una arterial principal atravesando y dando acceso a las parcelas de un área residencial.

Definir la función que va a cumplir una vía, es un elemento valioso para el ingeniero de diseño, para ayudarlo a determinar el nivel de servicio, la velocidad de proyecto y las características geométricas más apropiadas para dicha vía.

Cuando analizamos la red vial de una ciudad o área metropolitana, o de una región, podemos observar que las arteriales principales, en general, representan un porcentaje relativamente bajo de la longitud total (km) pero, en cambio, absorben una alta proporción de la cuantía de tráfico (veh-km); mientras que, en el otro extremo, las calles locales abarcan un kilometraje bastante elevado, pero con una cuantía de tráfico relativamente pequeña.

A primera vista, podemos decir que, en una red bien planificada, debe existir una adecuada repartición de cada clase de vías, asociada a una también apropiada repartición de la cuantía de tráfico; pero, indudablemente, que no es fácil establecer cuáles son las reparticiones que definen a una red como idónea o como deficiente, pues esto debe estar relacionado con las políticas de planificación en las ciudades y regiones, las cuales pueden variar de un área a otra, y de uno a otro país.

A manera de ilustración, se muestra en la tabla 2-1 una repartición de kilometraje y de cuantía de tráfico, que se considera adecuada en una red bien planificada.

Tabla 2-1. Mezcla de clases de vías en un sistema diseñado funcionalmente

Clase de vía	Kilometraje (%)	Cuantía de tráfico (veh-km) (%)
Locales	≈ > 67	< 10
Colectoras	25	19
Arteriales	< 10	≈ 75
Total	100	100

Fuente: Basada en Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2a. ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), Fig. 4-7, pp. 4-16.

Aunque este cuadro puede que no aplique completamente a Venezuela, sirve como punto de referencia. Así, por ejemplo, si en un área urbana encontramos que las vías locales conllevan más del 10% de la cuantía de tráfico es posible que exista un diseño inadecuado del sistema arterial o un pobre diseño del sistema de circulación residencial (4).

2.4 Clasificación por tipo de diseño

Una vez establecida la clasificación funcional en una red vial, debemos enfocar el problema del diseño de cada una de las vías en dicha red, es decir, debemos establecer cuál es la velocidad de diseño, ancho y número de canales, otros elementos de la sección transversal, y los estándares del eje en planta y del alineamiento vertical.

Pero es evidente que no se pueden establecer criterios de diseño únicos para cada arterial principal, para cada arterial menor, para cada colectora y para cada local, pues existen factores que no se toman en cuenta para establecer la clasificación funcional, pero que obligan a diferenciar los estándares de diseño dentro de cada una de las clases establecidas.

Así, un elemento primordial, para establecer estos estándares, es el volumen de tráfico y la composición del mismo. Este factor indicará, para cada clase de vía, cuál es la capacidad que se debe proporcionar para garantizar una operación adecuada. La capacidad depende del número y ancho de canales y de otros elementos de la geometría de la vía.

Otro factor, que interviene en la selección de los elementos geométricos, es la velocidad que se considera apropiada para la circulación de los volúmenes de tránsito, la cual estará muy ligada a la función que prestará la vía. Así, en el caso de arteriales principales, la función primordial es la movilidad, la cual está identificada en buena parte por las altas velocidades. En cambio, en las colectoras y locales, la movilidad pierde importancia, mientras que la función de acceso adquiere mayor relevancia; y en muchas ocasiones, para garantizar la seguridad de conductores, peatones, ciclistas y otros usuarios, se procura que la velocidad del tráfico sea relativamente baja. Los elementos geométricos de las vías influyen directamente para conseguir estas bajas velocidades.

Además, el confort de los usuarios, así como la seguridad, contaminación y otras molestias a los usuarios de las vías y de las personas en sus áreas adyacentes, también constituyen factores que intervienen en la escogencia de los estándares para el diseño.

Por otra parte, para definir los criterios de diseño, dentro de cada uno de los tipos de la clasificación funcional, está la consideración de los accesos, lo cual implica, en general, la presencia de intersecciones.

En las intersecciones y otros puntos de acceso se producen maniobras de los vehículos, los cuales originan conflictos entre ellos y con los peatones, ciclistas y otros usuarios, lo cual va en detrimento de la fluidez, capacidad, velocidad, confort y seguridad del tráfico vehicular y peatonal.

Conocido el volumen de tránsito y la velocidad que se considera apropiada, para mantener ciertos niveles de confort y seguridad, se debe ejercer algún grado de control de los accesos. Este control será mayor en las vías arteriales, en donde se le quiere dar prioridad a la función de movilidad, mientras será menos exigente en las colectoras y

locales, en donde se requiere ejercer la función de acceso. Entonces, para definir las características de diseño, se debe considerar la existencia de vías con control total, con control parcial y sin control de accesos.

Al considerar todos estos factores vemos que, dentro de cada categoría de la clasificación funcional, podemos tener distintos tipos de vías, de acuerdo a los criterios de diseño:

En las arteriales principales, en primer lugar se consideran las autopistas, las cuales se caracterizan por ser vías divididas con control total de accesos, y se conectan con otras vías sólo a través de distribuidores de tránsito a diferentes niveles.

El control total de los accesos, en las autopistas, se obtiene con el empleo de distribuidores, y por no permitirse ningún tipo de intersección o de otros puntos de acceso a nivel.

Luego, también dentro de las arteriales principales, se tiene un segundo tipo que denominaremos en este texto como arteriales principales de jerarquía superior, en las cuales las intersecciones son a nivel, pero igualmente pueden existir distribuidores para la conexión con algunas vías.

En este tipo hablamos de un control parcial de los accesos, que se consigue fundamentalmente separando suficientemente las intersecciones.

Además, en este tipo de vías, para dar preferencia a la función de movilidad, los estándares de diseño son bastante altos, tanto en los tramos intermedios como en las intersecciones.

Luego tenemos el resto de las arteriales principales, que denominaremos en este texto como otras arteriales principales, en donde las conexiones con otras vías se hacen con intersecciones a nivel, y el control de accesos es menor que en las anteriores, con menores separaciones entre intersecciones y con menores estándares de diseño.

Después están las arteriales menores, en donde el control de acceso es menor que el ejercido en las arteriales principales, y las conexiones con otras vías se realizan con intersecciones a nivel. En estas vías, la movilidad todavía tiene mucha importancia, y por lo tanto los estándares de diseño, tanto en los tramos como en las intersecciones, y la separación entre intersecciones y otros puntos de acceso, deben estar en sintonía con esta función.

Después están las colectoras, en donde la función movilidad disminuye y se incrementa la función de acceso, respecto a lo que se observa en las arteriales. Dentro de esta categoría existe un amplio rango de vías desde el punto de vista de diseño geométrico, dependiendo de la preponderancia de una u otra de las funciones.

Cuando se quiera resaltar la movilidad, debe existir cierto control de accesos, teniendo en consideración la ubicación y diseño de las intersecciones y otros puntos de acceso, y los estándares de diseño geométrico estarán en concordancia con el rango previsto de velocidades. En cambio, cuando se quiere favorecer la función de acceso, el control del mismo es menor, y los estándares de diseño más bien pueden estar orientados a regular la velocidad para aumentar la seguridad en los usuarios de la vía y en las áreas adyacentes.

Por último, en las locales, cuya función fundamental es el acceso, generalmente no existe ningún control respecto a la ubicación y diseño de los accesos, y el diseño geométrico de la vía puede, más bien, estar orientado a regular los rangos de velocidad, por razones de seguridad.

Las tablas 2-2 y 2-3 muestran un resumen de la clasificación por tipo de diseño:

Tabla 2-2. Clasificación de las vías por tipo de diseño. Áreas urbanas

Clasificación funcional	Clasificación por tipo de diseño
Arteriales principales	Autopistas
	Arteriales principales de jerarquía superior
	Otras arteriales principales
Arteriales menores	Arteriales menores
Colectoras	Colectoras
Locales	Locales

Tabla 2-3. Clasificación de las vías por tipo de diseño. Áreas rurales

Clasificación funcional	Clasificación por tipo de diseño
Arteriales principales	**Autopistas**
	Arteriales principales de jerarquía superior
	Otras arteriales principales
Arteriales menores	Arteriales menores
Colectoras mayores	Colectoras mayores
Colectoras menores	Colectoras menores
Locales	Locales

Esta clasificación, por tipo de diseño, no obedece a una categorización estándar que haya sido aceptada universalmente, puesto que en esta materia existe mucha diversidad de opiniones de los especialistas, y corresponde a los organismos de planificación de los municipios, estados y del país definir la clasificación que más se crea conveniente (5).

Además de esta clasificación, por tipo de diseño, se pueden continuar haciendo clasificaciones de orden inferior, observando que dentro de cada clase existen vías que se pueden diferenciar, fundamentalmente por la sección transversal: vías de dos canales

y vías de múltiples canales; vías divididas y vías no divididas; vías con y sin calles de servicio; vías con y sin canal de estacionamiento; vías con y sin hombrillo, etc., de tal manera que pudiéramos agregar más columnas a la derecha en las tablas 2-2 y 2-3 para subdividir adicionalmente cada uno de los tipos de vías indicados(6).

2.5 La clasificación funcional y los usos del suelo

Es bien sabido que durante la etapa de formulación de los planes de desarrollo de una ciudad, área metropolitana o región, debe existir una coordinación muy cercana entre los urbanistas o planificadores del uso del suelo y los ingenieros de transporte o planificadores del sistema de transporte (dentro del cual el sistema vial es un componente fundamental).

Aunque esta aseveración se ve como algo obvio, no siempre se cumple, y al final resultan planes de desarrollo urbanos que no satisfacen los objetivos de un desarrollo armónico y eficiente.

Si estos grupos trabajan en forma independiente, encontraremos infinidad de situaciones irreconciliables. Describamos un ejemplo muy sencillo: el ingeniero de transporte decide la localización, dentro del área metropolitana, de una arterial principal, con un alto control de accesos; pero resulta que los urbanistas, en forma separada, deciden proponer unos desarrollos residenciales, justamente en las adyacencias de la vía arterial, lo cual presentará enormes problemas a la buena operación del tráfico en la vía, así como molestias a los residentes, relacionadas con problemas de ruido, contaminación ambiental, seguridad, etc. Si hubiera existido una coordinación, entre ambos grupos de profesionales, las propuestas se hubieran orientado de otra manera.

Cuando existe coordinación entre los planificadores del uso del suelo y los de transporte, y los planes de uso del suelo y de transporte se manejan en forma integrada, se debe entender que cualquier decisión que, en forma racional, tome alguno de los grupos, debe imponer limitaciones en las decisiones del otro grupo.

Es necesario que los planificadores del uso del suelo, por una parte, y los de transporte por la otra, entiendan la íntima relación que existe entre los sistemas de transporte y los patrones de actividad de uso del suelo. Y deben ser capaces de anticipar y evaluar la naturaleza del cambio de actividades del uso del suelo que probablemente ocurrirán, como resultado de los cambios en los sistemas de transporte.

Para analizar la relación entre el transporte y los distintos patrones de actividad del suelo, es necesario diferenciar los conceptos de acceso y de accesibilidad.

Acceso es la habilidad para entrar y salir de una propiedad adyacente a una vía. Mientras que accesibilidad es una medida de la facilidad con que un lugar determinado puede ser alcanzado desde las numerosas zonas que conforman una ciudad, área metropolitana, región, etc.

Muchas de las ciudades en Venezuela nacieron a partir de un centro, que se fue expandiendo junto con el crecimiento del área urbana. Con el tiempo se incorporaron nuevos espacios con desarrollos residenciales, y el sistema vial agregado mantuvo y aumentó la accesibilidad al centro, lo cual lo fortaleció de tal manera que, todavía hoy, a pesar de los problemas que presentan estas zonas, constituyen los mayores núcleos de actividad de muchas áreas urbanas.

Podemos también observar que los hipermercados, y otros grandes centros comerciales, generalmente son localizados en aquellas zonas con los mayores grados de accesibilidad.

También sabemos que cuando se incrementa la accesibilidad a una determinada zona del área urbana, los centros comerciales ya establecidos, y los nuevos que se incorporen, atraerán buena parte de los clientes de otros que se hayan quedado rezagados en su accesibilidad, los cuales verán declinar su actividad, inclusive hasta su desaparición total.

La localización de los desarrollos residenciales es más compleja que la de los centros comerciales, pues la gente, para seleccionar su lugar de vivienda, toma en consideración muchos factores. Algunos urbanistas tienen la idea errónea de que la gente, para seleccionar su vivienda, solamente consideran la localización de su lugar de trabajo. Pero, si se analizan los viajes que una persona realiza diariamente, se encuentra que, aun para personas que trabajan, además de los viajes al sitio de empleo existen muchos otros motivos. En 1997 se realizó una encuesta origen y destino en Mérida, para apoyar los estudios de un sistema de transporte masivo, y se encontró que del total de viajes realizados en un día típico, el 39.1 % se hizo por motivo de trabajo, mientras que el 60.9 % se hizo por otros motivos.

Entonces, para seleccionar el lugar de vivienda, la gente considera las condiciones de accesibilidad al trabajo y a otras muchas otras actividades, tales como los institutos educacionales, centros comerciales grandes, establecimientos de venta al detal, provisión de diversos servicios, sitios de recreación, lugares de residencia de familiares y amigos.

Pero también existen otros factores no relacionados directamente con la accesibilidad, tales como el poder de compra de la vivienda, características ambientales, estéticas, sociales y urbanísticas, de los conjuntos residenciales, etc.

A pesar de la complejidad para analizar la probable localización de las zonas residenciales dentro de un área urbana, vemos que la accesibilidad juega un papel fundamental.

Por otra parte, la localización de actividades de tipo industrial está muy relacionada con los niveles de accesibilidad a los lugares donde se encuentra la materia prima y otros insumos, y también con la accesibilidad a las zonas donde se ubican los consumidores de los productos.

Cuando se mejora el sistema de transporte, y aumenta la accesibilidad de alguna zona del área urbana, indudablemente que se incrementan las oportunidades para la localización de diversas actividades. Si esta localización se hace en forma coordinada con el sistema de transporte, se puede conseguir un balance que favorezca tanto a los desarrollos planteados como a las condiciones de operación de los medios de transporte, tal como sucede cuando la accesibilidad aumenta por la incorporación de una vía arterial principal con alto grado de movilidad, y el acceso a las distintas parcelas se hace en forma ordenada y gradual, procurando mantener todas las etapas de movimiento principal, distribución, recolección y acceso, mediante la incorporación de las distintas clases de vías: arteriales principales, arteriales menores, colectoras y locales. Esta situación, además, contribuye al aumento del valor de todas las propiedades de la zona.

Pero en muchas ocasiones ocurre que, colindando con las arteriales principales, y con las arteriales menores, existen muchas propiedades, cuyos accesos se logran, quizás, con recorridos en apariencia largos, y entonces sus dueños presionan para obtener un acceso directo desde sus parcelas hacia una vía arterial. Si alguna de estas localidades logra este acceso, veremos que en el corto plazo existirá un aumento de su accesibilidad, pues de esta manera se elimina un largo recorrido para su ingreso y egreso. Pero lo más seguro es que los demás propietarios presionarán para lograr también un acceso directo a sus propiedades; y, además, es probable que aparezcan nuevas intersecciones; y en el mediano plazo el resultado será una disminución de la capacidad de las vías, demoras del tráfico, desmejora del confort de los conductores, accidentes y reducción de la calidad de servicio del tráfico, lo cual, a la vez, se revertirá en un deterioro de la accesibilidad, no solamente a las parcelas adyacentes, sino a toda el área, lo cual hará que las propiedades pierdan valor, y los comercios y otras actividades se mudarán a otras localidades con mayor accesibilidad.

Muchas veces los cambios de accesibilidad ocurren por las modificaciones del sistema de transporte, bien sea aumentándola, como cuando se incorpora o se mejora una vía, o bien sea disminuyéndola, como cuando aumentamos el número de intersecciones y otros puntos de acceso.

En otras oportunidades, los cambios de accesibilidad pueden ocurrir por cambios en los patrones del uso del suelo, por ejemplo, cuando se cambia la densidad permitida para los desarrollos residenciales o comerciales, o cuando se cambian los usos del suelo, lo cual conduce a un incremento en las demandas de tráfico, con el consecuente deterioro de las condiciones de operación de las vías.

En otras ocasiones, los cambios de accesibilidad están ligados tanto a modificaciones del sistema de transporte como a los patrones del uso del suelo.

Para mantener el balance, entre el sistema de transporte y el uso del suelo, es necesario que exista una efectiva participación de las alcaldías y demás instituciones

involucradas, con la asesoría profesional adecuada, en donde los ingenieros de tránsito, transporte y viales, urbanistas y otros profesionales, juegan un papel fundamental. Cuando no existe esta coordinación, se producirá un deterioro tanto en el sistema de transporte como en la calidad y valor del suelo. Una consecuencia directa de esta situación se observa en la dificultad para mantener la función para la cual se concibieron las vías, por ejemplo, con la proliferación de puntos de accesos y el deterioro de la función de movilidad.

Puede ocurrir, entonces, que se produzca un ciclo de eventos entre la relación del sistema vial y el uso del suelo, tal como se ilustra en el gráfico de la figura 2-3.

El ciclo comienza cuando se mejora sustancialmente un corredor vial, por ejemplo, se amplía o se construye una vía arterial, con el consecuente aumento de accesibilidad del área de influencia.

Este aumento de accesibilidad provoca un incremento del valor de la tierra y estimula la construcción de desarrollos residenciales, comerciales, etc., tanto en las áreas adyacentes como en otras áreas circundantes. En este momento, probablemente, comienza la presión de los propietarios de las áreas adyacentes para obtener acceso directo a la vía, y para cambiar los usos y/o la densidad de actividades en las áreas adyacentes y otras circundantes. Si la alcaldía aborda eficientemente el problema, no necesariamente tendrá que oponerse rotundamente a la incorporación de nuevos accesos e intersecciones, y más bien debe enfocar la situación con un apropiado manejo de los accesos, permitiendo quizás algunos accesos, y otras intersecciones, bien diseñados y apropiadamente localizados, de tal manera que se pueda preservar la función de movilidad de la vía, así como su eficiencia y seguridad, y al mismo tiempo se permita el acceso a las áreas adyacentes y otras circundantes. Si no se cumple con este manejo de los accesos, surgirán conflictos entre la función de la vía y los objetivos de los desarrollos adyacentes.

Si no existe el apropiado manejo de los accesos, y no se logra el balance deseado entre el sistema vial y los usos del suelo, puede ocurrir que las edificaciones, en las áreas adyacentes o circundantes a la vía, restrinjan o eliminen la posibilidad de nuevas vías o ampliaciones de las existentes; los propietarios abren nuevas entradas para permitir el acceso directo a sus comercios o viviendas, y se produce una subdivisión en pequeñas parcelas con sus propias entradas y salidas.

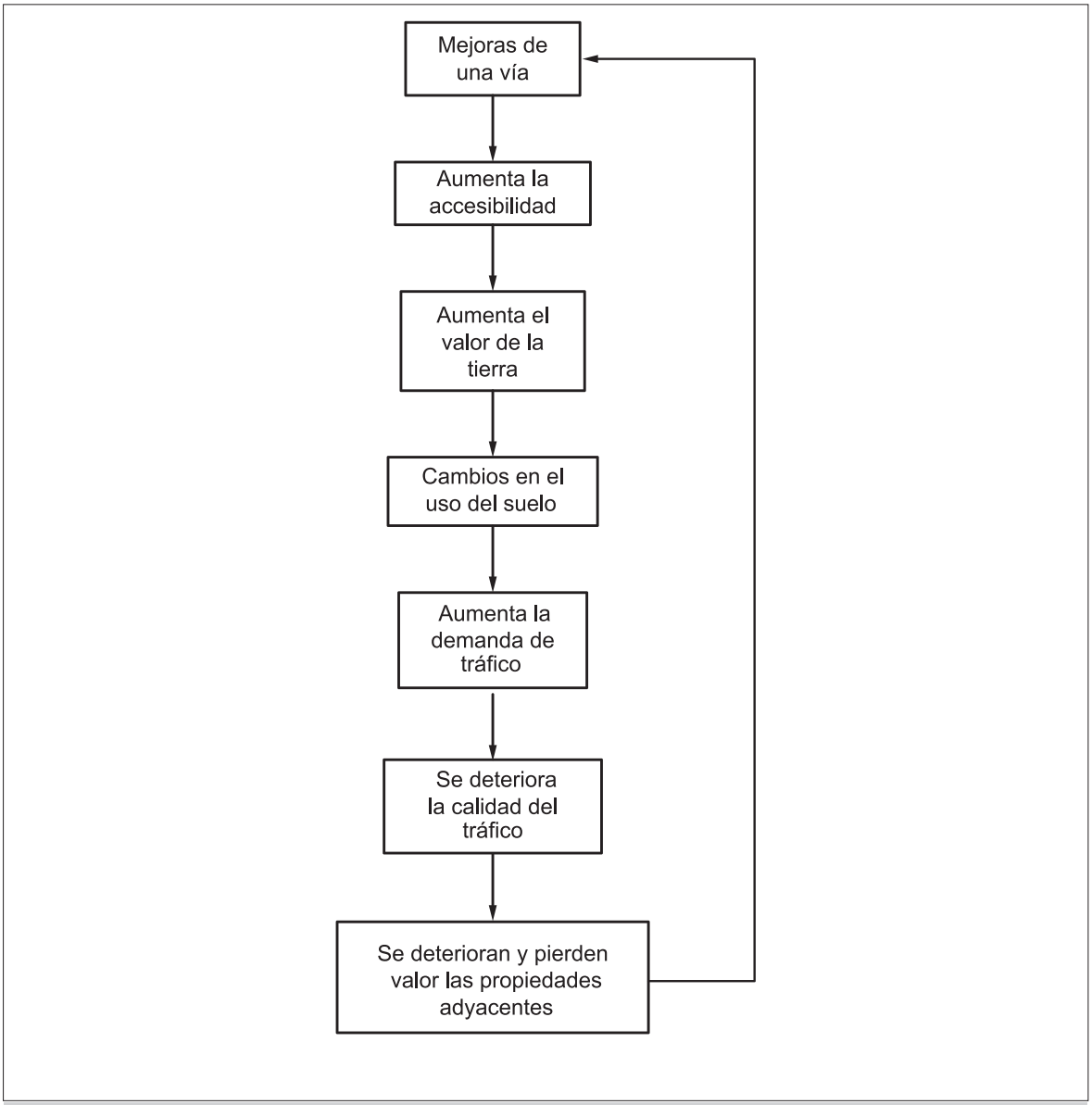


Figura 2-3 Ciclo transporte-uso del suelo
Fuente: Basada en Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2a. ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), Fig. 1-1, pp. 1-4.

Como consecuencia de estos desarrollos laterales, aumentará la generación de viajes, y por lo tanto el volumen de tráfico en la vía arterial. También ocurrirá que buena parte del tráfico local de corto recorrido utilizará la vía arterial. Así mismo, aumentarán los conflictos de tráfico y la congestión, el consumo de combustible y la emisión de contaminantes, y disminuirá la seguridad y la capacidad del sistema vial.

El descontrol en los accesos puede ocasionar un deterioro adicional del ambiente y valor en las áreas residenciales adyacentes, por la invasión del tráfico proveniente de las vías congestionadas.

Las áreas comerciales también se perjudican directamente pues, además del aspecto estético, el incremento de accesos dificulta la entrada y salida de los clientes a los establecimientos en forma segura y eficiente, lo cual origina que los mismos se cambien a otros centros comerciales, y los inversionistas igualmente buscarán otros sitios de la ciudad, aumentando el deterioro y pérdida de valor de las antiguas áreas.

Llega entonces el momento en que el deterioro es tal que se recurre a otra mejora en el sistema vial, comenzando nuevamente el ciclo.

Este ciclo de transporte y uso del suelo, si bien es difícil eliminar, sobre todo en áreas urbanas ya establecidas, se puede manejar efectivamente, si los organismos públicos y los profesionales logran una coordinación efectiva entre el sistema de transporte y las tierras adyacentes y circundantes.

En las áreas urbanas y rurales pueden existir algunas situaciones muy particulares, cuyo tratamiento se puede salir de los criterios generales establecidos para una apropiada coordinación entre el sistema de transporte y el uso del suelo. Por ejemplo, si en un área rural, y en algunas zonas del área urbana, se necesita localizar una estación de gasolina u otros establecimientos, para servicio directo a los usuarios de una vía arterial, con alto grado de control de accesos, en muchas ocasiones lo más aconsejable será permitir el acceso directo a estos establecimientos; lo mismo ocurrirá con la localización de sitios de esparcimiento y descanso de los conductores cuando recorren trayectos muy largos.

De la discusión realizada en los párrafos anteriores vemos que, adicional a las vías contempladas en la clasificación funcional: arteriales principales, arteriales menores, colectoras y locales, es necesario considerar las conexiones privadas, las cuales permiten el acceso directo, o más o menos directo, a las propiedades adyacentes a una vía.

Referencias bibliográficas

(1) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 7-13.

(2) República de Venezuela, Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Dirección General de Vialidad Terrestre, Dirección de Estudios y Proyectos, *Normas para el proyecto de carreteras*, (Caracas: Fondo de Publicaciones Juan Manuel Cagigal, 1985), pp. 2-3.

(3) Pedro José Andueza Saavedra, Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, *El diseño geométrico de carreteras*, (Mérida, Venezuela: Talleres Gráficos Universitarios, 1994), pp. 9-16.

(4) Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2a. ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), pp. 4-14 a 4-16.

(5) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), pp. 7-13.

(6) Vergil G. Stover, *Access Control Issues Related to Urban Arterial Intersection Design*,Transportation Research Record No 1385 (Washington, D. C.: Transportation Research Board, 1993), pp. 22-31.

Características funcionales de las intersecciones a nivel

capítulo

3

3.1 Definiciones básicas de las intersecciones a nivel

Cuando dos o más vías se cruzan o se empalman al mismo nivel se forma una intersección a nivel.

A cada una de las vías que entran y/o salen de una intersección y forman parte de ella se le llama rama; a la parte de una rama que entra a la intersección se le llama acceso o afluente; a la parte de una rama que sale de la intersección se le llama salida; a las vías que unen el acceso de una rama con la salida de otra se le llama enlace; a estos enlaces, cuando unen vías a diferentes niveles, se les llama rampas (ver fig. 3-1).

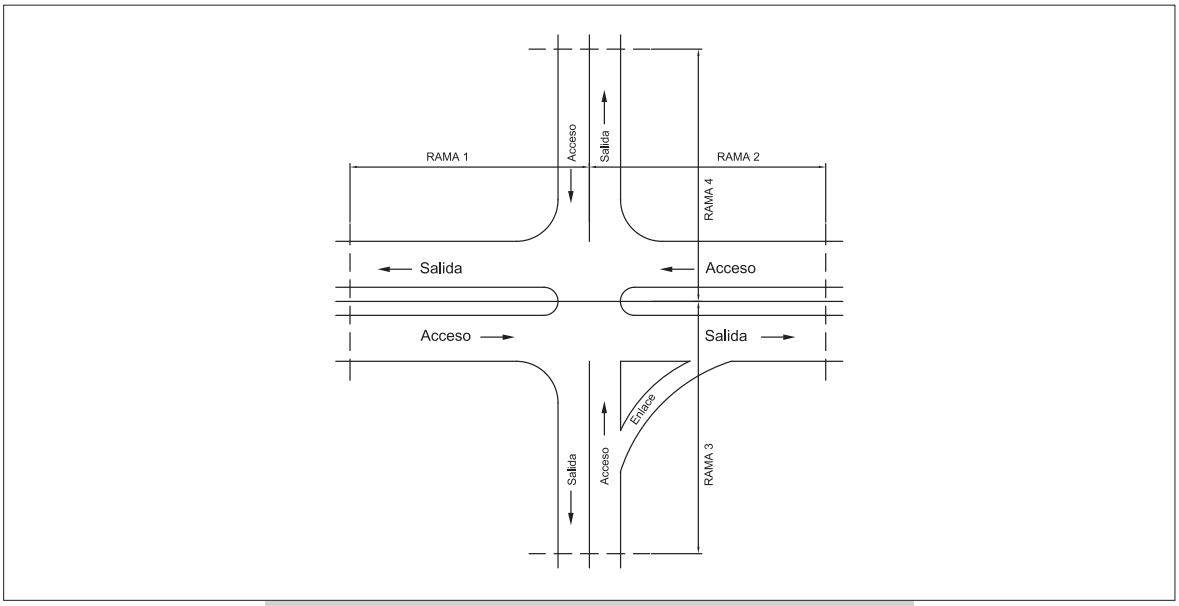


Figura 3-1 Elementos de una intersección a nivel
Fuente: Información de conocimiento general

En las intersecciones se distinguen dos tipos de áreas:

- Área física
- Área funcional

Área física: Se define como la zona donde las vías se solapan, y está limitada por los bordes de las calzadas en las esquinas (ver fig. 3-2).

Área funcional: Cuando los vehículos se aproximan a una intersección, desde cada uno de sus accesos, para detenerse, girar o atravesarla, realizan algunas acciones de preparación, deceleración y/o frenado, para lo cual requieren un cierto tiempo y recorren una distancia. Así mismo, cuando un vehículo gira desde un acceso hacia una salida, generalmente acelera para recuperar la velocidad, para lo cual recorre una cierta distancia. El área física más el área adicional para llevar a cabo estas acciones constituye la llamada área funcional (ver fig. 3-2).

Las maniobras que ocurren en el área funcional afectan a los vehículos involucrados en las mismas y también a los otros vehículos cercanos a ellos dentro del área. Sin embargo, es posible que algunos que circulan más allá del área funcional también se vean afectados por dichas maniobras, sobre todo en casos de altos volúmenes de tránsito, cuando los vehículos circulan muy cerca unos de otros.

Para ejecutar un diseño geométrico apropiado, el ingeniero vial debe analizar cuidadosamente tanto el área física como el área funcional de la intersección en proyecto y su relación con las áreas de las intersecciones adyacentes, para garantizar una operación eficiente y segura a todos los usuarios a lo largo de las vías involucradas, y compatible con las exigencias ambientales del sector.

Generalmente, ocurre que diferentes corrientes de vehículos, peatones, ciclistas y otros usuarios, compiten por la misma área al mismo tiempo, por lo que es tarea del ingeniero proporcionar diseños geométricos, funcionales y operacionales, de tal manera que cada usuario pueda hacer uso de las áreas y tiempos disponibles, en forma eficiente y segura y que sean compatibles con los requerimientos ambientales del sector.

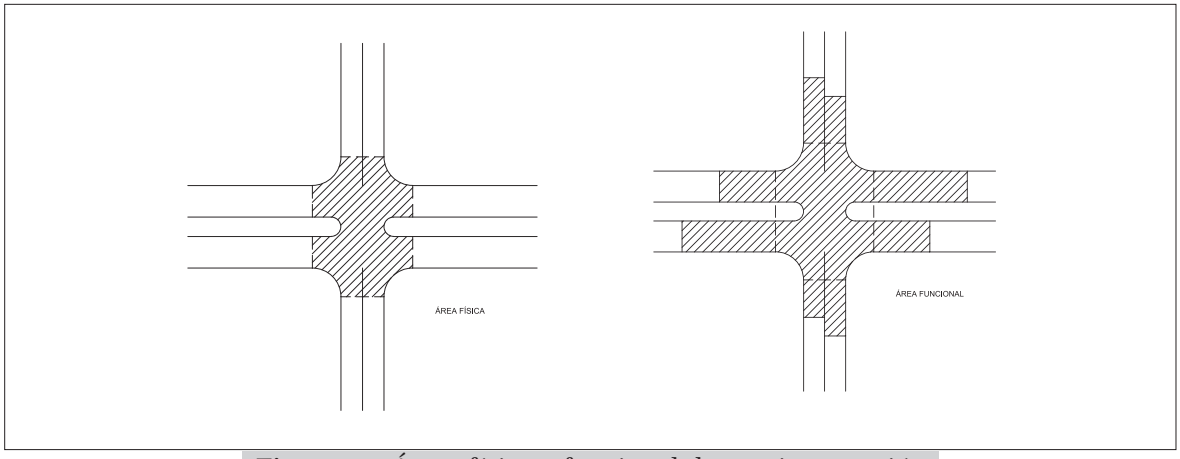


Figura 3-2 Áreas física y funcional de una intersección
Fuente: Información de conocimiento general

3.2 Conflictos en las intersecciones

Cuando un vehículo llega a una intersección, puede realizar una de estas acciones: girar a la derecha, girar a la izquierda o seguir derecho. Para llevarlas a cabo, se originan distintos tipos de maniobras: divergencias, convergencias y cruces, según se ilustra en la figura 3-3.

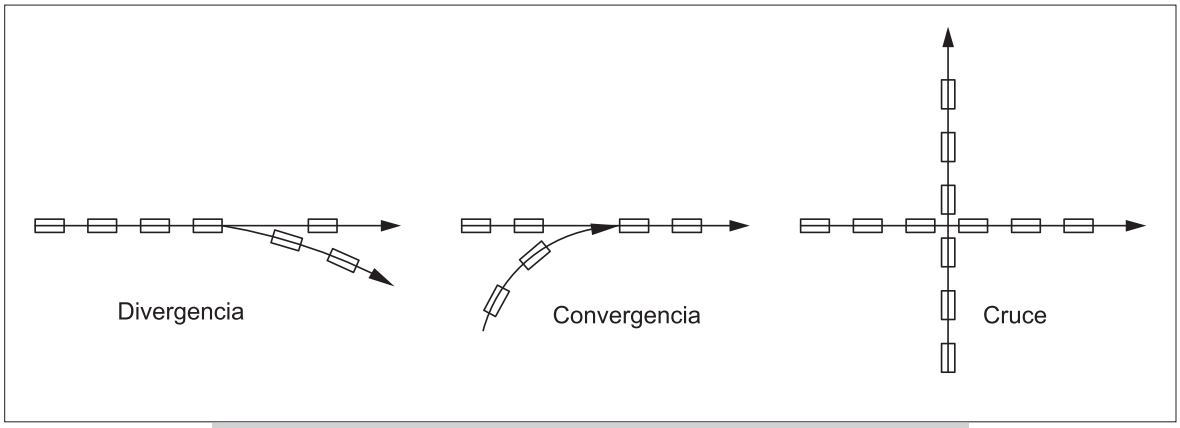


Figura 3-3 Maniobras de divergencia, convergencia y cruce
Fuente: Información de conocimiento general

a. Maniobra de divergencia

Es la más fácil de realizar. Cuando un vehículo se dispone a girar a la derecha o a la izquierda, generalmente debe disminuir su velocidad para adaptarse al radio de giro. Esta disminución de velocidad origina un conflicto de divergencia, puesto que los vehículos que circulan detrás y a muy corta distancia se verán obligados a recortar su velocidad o cambiar de canal.

El conflicto de divergencia origina demoras, molestias y hasta choques en los vehículos cercanos detrás del que realiza la maniobra.

Los vehículos afectados son los que están dentro del área funcional pero, en situaciones de altos volúmenes de tránsito, la repercusión de una maniobra de divergencia puede reflejarse a distancias más alejadas.

El grado de molestia, demora y energía liberada en un posible choque están muy relacionadas con la velocidad relativa entre la corriente principal de tráfico y el vehículo que realiza la maniobra. Esta velocidad, a su vez, depende del ángulo de divergencia. En la figura 3-4a se ilustra la composición de las velocidades de los vehículos en la corriente principal, V_1, y el que realiza la maniobra de divergencia, V_2, y el cálculo de la velocidad relativa, V_R.

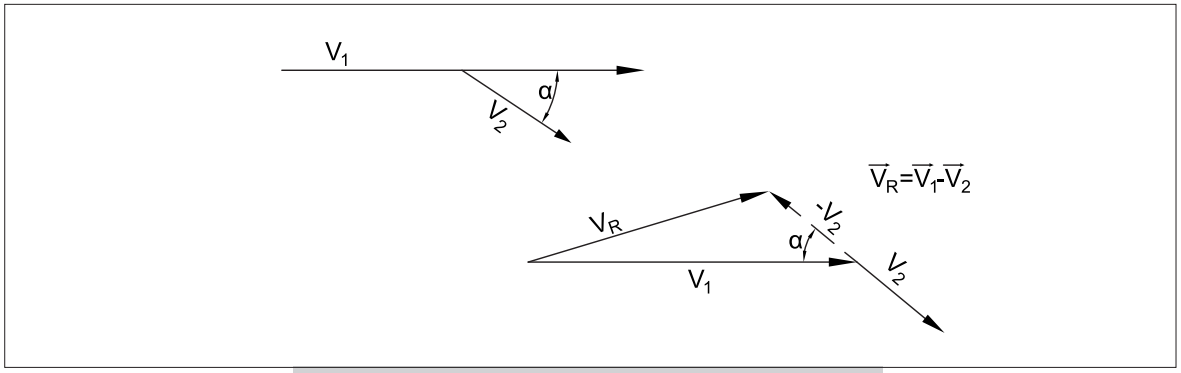


Figura 3-4a Maniobra de divergencia
Fuente: Información de conocimiento general

$$V^2_R = V^2_1 + V^2_2 - 2 * V_1 * V_2 * \cos\alpha$$

Donde:
V_1 = velocidad de los vehículos en la corriente principal
V_2 = velocidad del vehículo que realiza la maniobra de divergencia
V_R = velocidad relativa
α = ángulo de la maniobra de divergencia

Ejemplo:
V_1 = 80 km/h ; V_2 = 60 km/h; α = 10°
En este caso resulta V_R = 23 km/h.

Podemos ver que entre mayor sea el ángulo de la divergencia, o entre mayor sea la diferencia de velocidades, mayor será la velocidad relativa y, por lo tanto, más grave es el conflicto originado (ver figura 3-4b).

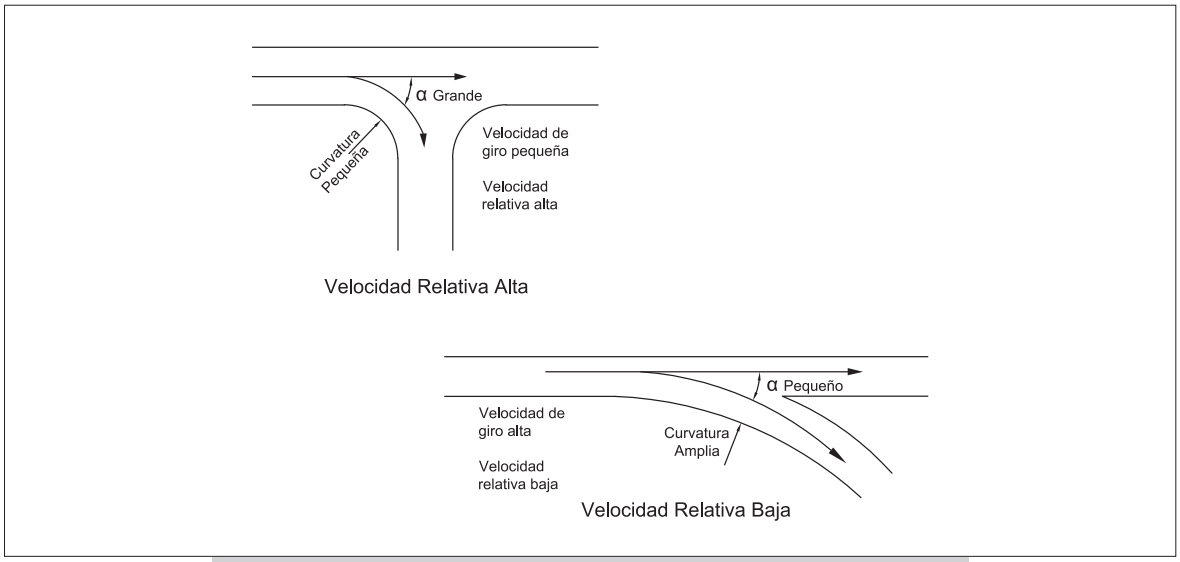


Figura 3-4b Maniobras de divergencia y velocidad relativa
Fuente: Información de conocimiento general

De aquí se deduce que, en el diseño de una intersección, se debe procurar proyectar las divergencias con ángulos pequeños, y que permitan velocidades lo más cercanas posibles a la corriente principal.

b. Maniobra de convergencia

Es un poco más complicada que la anterior, se produce cuando una corriente de tráfico, que proviene de una calle o enlace transversal, desea incorporarse a otra corriente, según se ilustra en la figura 3-5a. Generalmente, los vehículos que se incorporan lo hacen a una velocidad menor que los de la corriente hacia donde confluyen creando, por lo tanto, un conflicto de convergencia, al obligar a los vehículos de la corriente principal a disminuir su velocidad, para dejarle espacio al que quiere entrar y no tener un choque con el mismo.

Este tipo de conflicto también origina demoras, molestias y hasta choques en los vehículos cercanos al área de convergencia, en la vía donde se produce la confluencia.

Cuando un vehículo confluye en una corriente, generalmente debe acelerar para igualar la velocidad de la corriente hacia donde converge, por lo que el área funcional se extiende hacia delante en una longitud igual a la de aceleración.

Aquí, también, el grado de molestia, demora y energía liberada en un posible choque, están muy relacionadas con la velocidad relativa V_R de los vehículos en la corriente principal, V_1, y la de los que se incorporan, V_2. Esta velocidad, a su vez, depende del ángulo de convergencia, según se explica en la figura 3-5a.

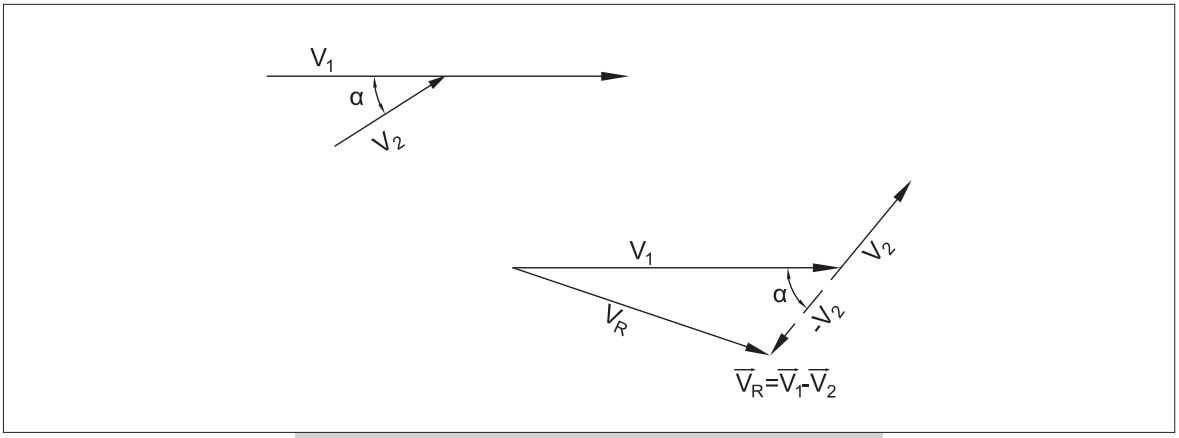


Figura 3-5a Maniobra de convergencia
Fuente: Información de conocimiento general

$$V^2_R = V^2_1 + V^2_2 - 2 * V_1 * V_2 * \cos\alpha$$

Ejemplo:
V_1 = 70 km/h; V_2 = 40 km/h; $\alpha = 15^o$
En este caso resulta V_R = 33 km/h.

Podemos ver que entre mayor sea el ángulo de convergencia, o entre mayor sea la diferencia de velocidades, mayor será la velocidad relativa y, por lo tanto, más grave es el conflicto originado (ver figura 3-5b).

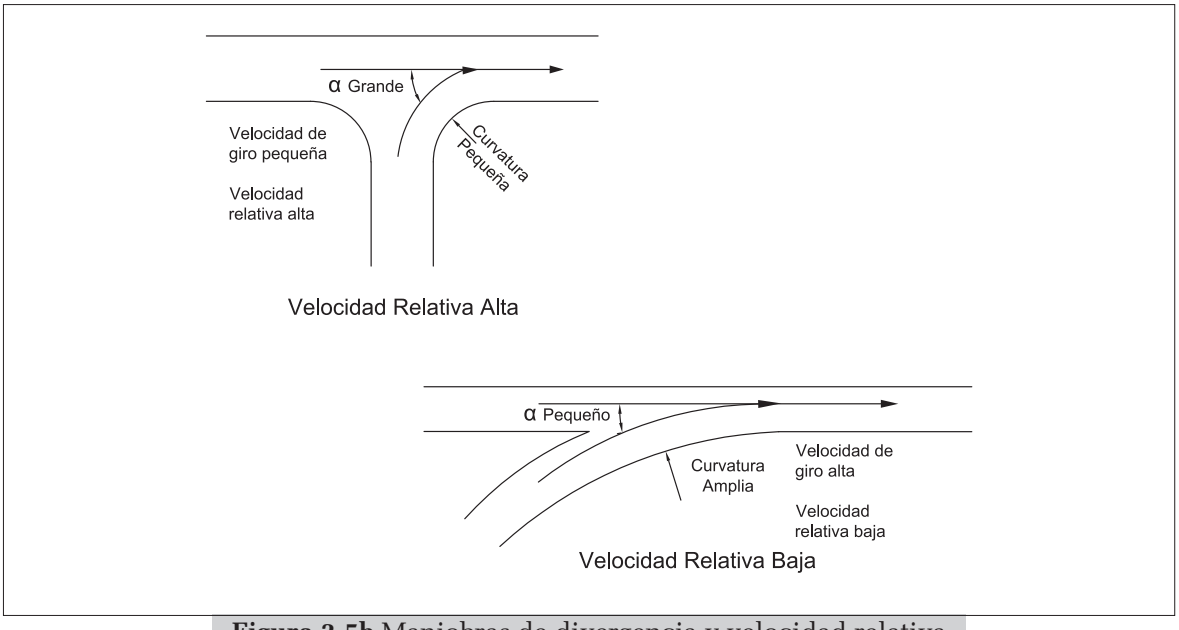


Figura 3-5b Maniobras de divergencia y velocidad relativa
Fuente: Información de conocimiento general

De aquí se deduce que, en el diseño de una intersección, se debe procurar proyectar las convergencias con ángulos pequeños, y que permitan velocidades lo más cercanas posibles a la corriente principal.

Aunque los ángulos de convergencia pequeños son convenientes para obtener velocidades relativas bajas, es importante considerar un aspecto relacionado con la comodidad de los conductores: en las intersecciones a nivel, algunos ángulos pequeños e intermedios, en los giros, obligan a los conductores a voltear mucho el cuello, para lograr ver a los vehículos de la corriente principal. Se considera que el ángulo α más confortable, para los conductores que realizan el giro, es de 58º a 59º (1).

Por otra parte, las velocidades de giro elevadas, y la facilidad con que se realizan los mismos, son desfavorables para la seguridad de los peatones que cruzan el enlace de giro a la derecha; la Federal Highway Administration (FHWA) (2) considera que se debe utilizar un diseño que optimice la visual de los conductores que giran, hacia los peatones y hacia los vehículos a su izquierda, recomendando un ángulo α de 55º a 60º.

c. Maniobras de cruce

Son las más difíciles de realizar y las que producen las mayores demoras, molestias y los accidentes más graves. Ocurren cuando dos corrientes de tráfico, que provienen o se dirigen a diferentes ramas de la intersección, se cruzan dentro del área física de la misma. En la figura 3-6 se ilustra el cruce de dos corrientes, con velocidades V_1 y V_2, y velocidad relativa V_R.

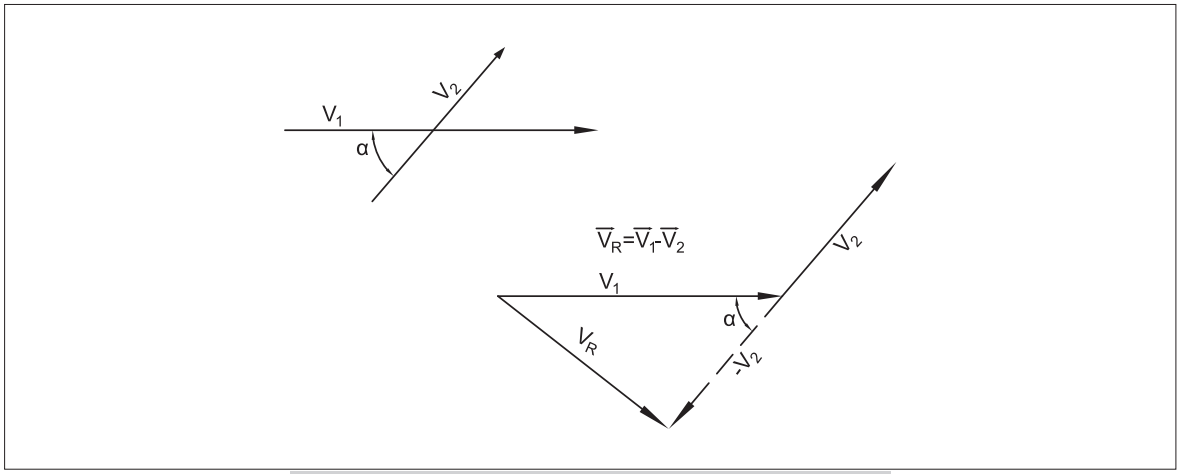


Figura 3-6 Maniobra de cruce
Fuente: Información de conocimiento general

$$V^2_R = V^2_1 + V^2_2 - 2 * V_1 * V_2 * \cos\alpha$$

Ejemplo:
$V_1 = 80$ km/h; $V_2 = 60$ km/h; $\alpha = 90^o$
En este caso resulta $V_R = 100$ km/h

Ejemplo:
V_1 = 80 km/h; V_2 = 60 km/h; α = 30°
En este caso resulta V_R = 41 km/h.

El ángulo agudo comprendido entre los alineamientos de las ramas de una intersección, es denominado el ángulo de la intersección y lo vamos a identificar en el texto como el ángulo α.

Según los resultados de estos ejemplos, se pudiera deducir que los cruces deben proyectarse con ángulos de la intersección bastante pequeños, sin embargo, a pesar de que, durante un choque ocasionado por el cruce de dos vehículos, la energía liberada es menor cuando el ángulo es pequeño, existen otros elementos que hay que tomar en cuenta, entre los cuales se mencionan los siguientes:

- Una intersección de dos vía con un ángulo α pequeño (ver figura 3-7) implica que los vehículos están expuestos a un probable choque un tiempo mayor, y en un área más grande, que en el caso de cruces a ángulo recto.

Así, por ejemplo, si dos vías de ancho 10 metros cada una se intersecan a 90º, el área formada por la prolongación de los bordes es de 100 m², mientras que para un ángulo de 30º el área es de 200 m². También, el tiempo de exposición para cada vehículo es el doble para un ángulo de 30º.

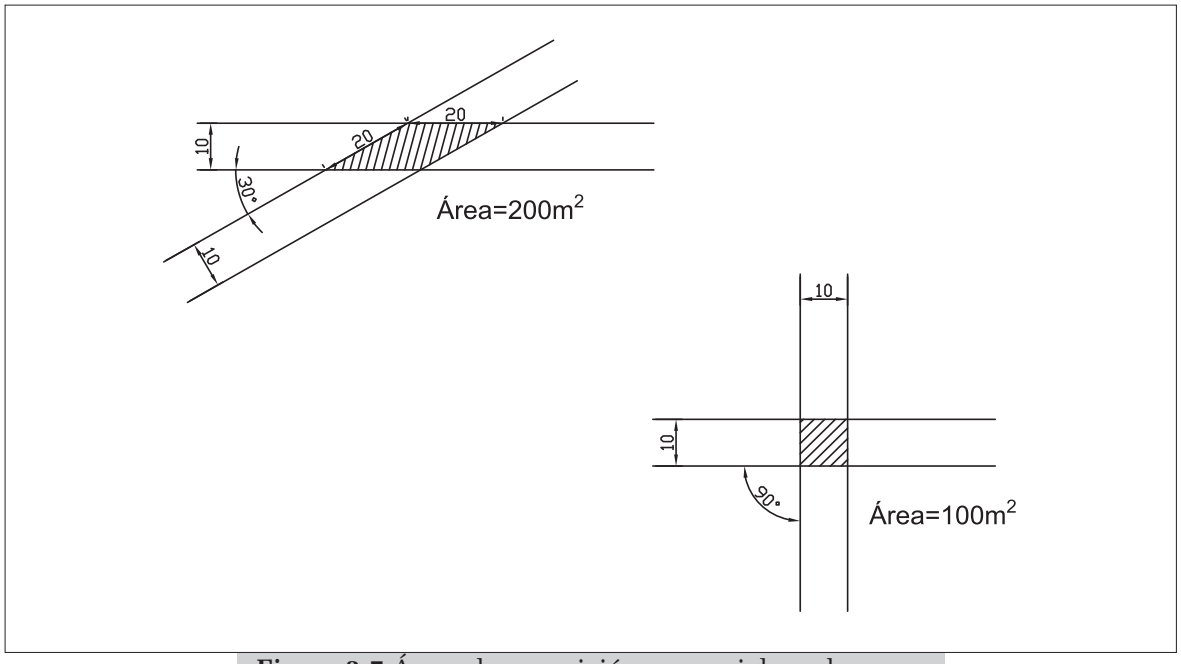


Figura 3-7 Áreas de exposición en maniobras de cruce
Fuente: Información de conocimiento general

- En una intersección, con un ángulo α pequeño, las condiciones de visibilidad desmejoran sustancialmente cuando los vehículos realizan algunos giros, sobre todo los camiones con semirremolque o remolque (ver figura 3-8).

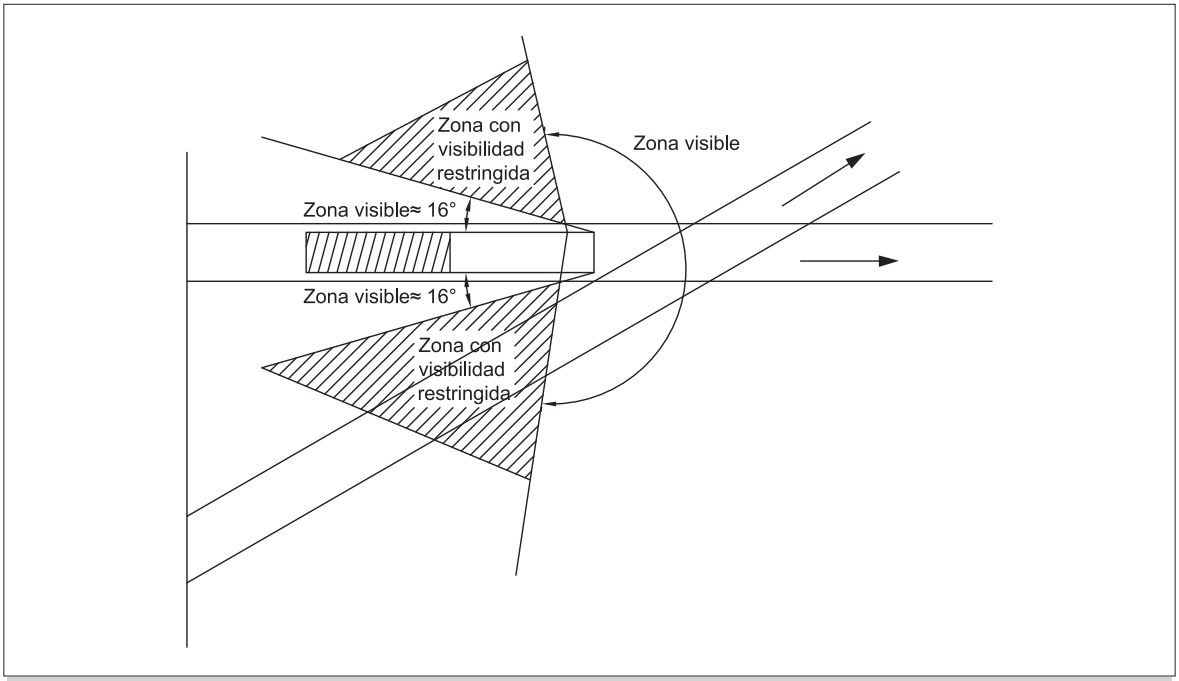


Figura 3-8 Ilustración de las zonas visibles y con visibilidad restringida en una intersección con ángulo α pequeño
Fuente: Basada en Alfredo García y Ludwing Libreros C., *Safety Effect of the Skew Angle in Right Turn Maneuvers*, 3rd. Urban Street Symposium (Seattle, Washington: 2007).

Las partes internas de un vehículo desmejoran la visual de los conductores en una intersección con ángulo pequeño, tal como se ilustra en la figura 3-9. Vemos que la línea de visual en la figura 3-9b es más restrictiva, por lo tanto, este tipo de intersección es más indeseable que la de la figura 3-9a, desde este punto de vista.

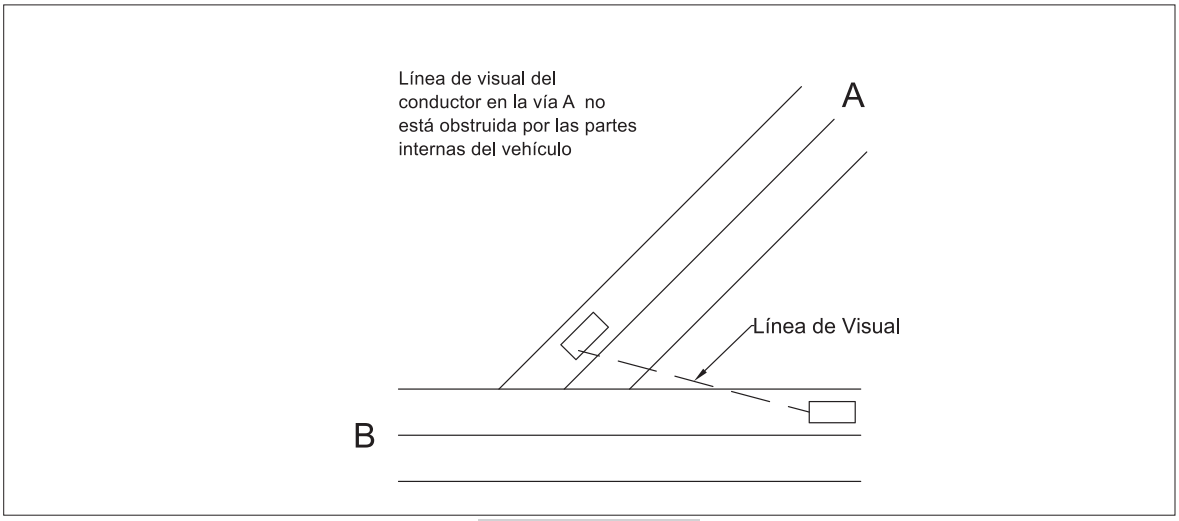


Figura 3-9a

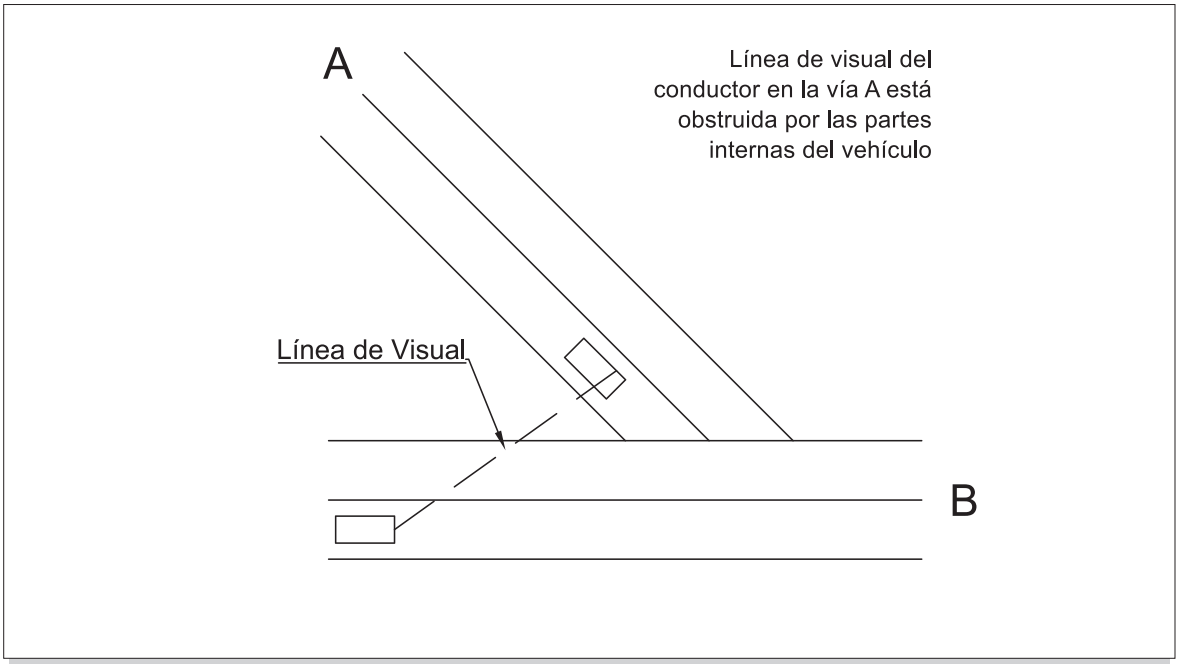


Figura 3-9b

Figura 3-9 Influencia de las partes internas de una intersección con ángulo α pequeño
Fuente: Basada en Minessota Department of Transportation. *Road Design Manual*. (Minessota, 2000), chapter 5, 5-2 (9)

De acuerdo con estas consideraciones, debe procurarse que los ángulos de la intersección sean de 90º o lo más cercano que se pueda a este valor, considerándose como aceptables valores hasta de 75º.

Además de las maniobras de convergencia, divergencia y cruce, que ocurren en o muy cerca del área física, existen otras maniobras, también de importancia, que suceden en el área funcional, tales como las de detención, cambio de canal y entrecruce.

d. Maniobras de detención

Ocurren cuando un vehículo se ve obligado a detenerse en una intersección, bien sea por la existencia de regulaciones o por condiciones físicas u operacionales, para lo cual debe decelerar hasta detenerse en la línea de parada, obligando a los vehículos que le siguen a disminuir su velocidad, detenerse o cambiar de canal, causando molestias, demoras y peligro de choque.

e. Maniobras de cambio de canal

Cuando los vehículos realizan un cambio de canal, continuando en la misma dirección general de la corriente principal del tráfico.

f. Maniobras de entrecruce

Se producen cuando dos corrientes vehiculares en el mismo sentido se cruzan, para lo cual realizan, en forma consecutiva y en una longitud relativamente corta, maniobras de convergencia y divergencia, tal como se indica en la figura 3-10.

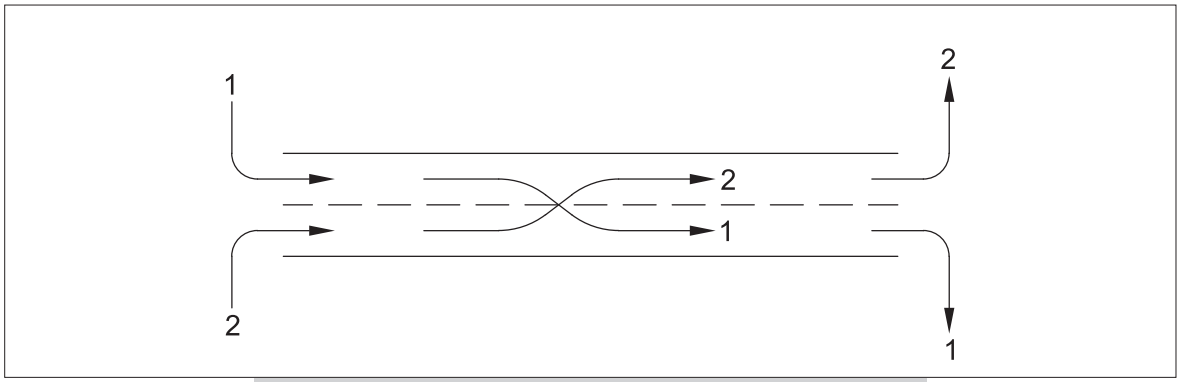


Figura 3-10 Maniobra de entrecruce
Fuente: Información de conocimiento general

3.2.1 Frecuencia de los conflictos

En la figura 3-11 se muestra una intersección de cuatro ramas en cruz, donde se observan todos los puntos de conflicto, cada uno de los cuales es un punto potencial de choque.

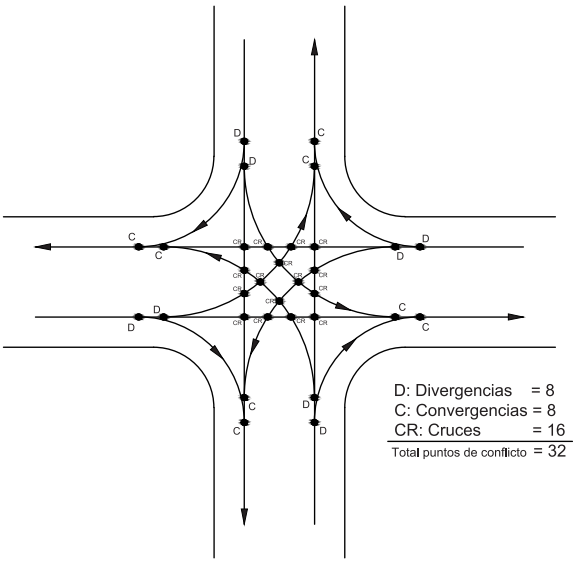


Figura 3-11 Puntos de conflicto en una intersección de cuatro ramas en cruz
Fuente: Información de conocimiento general

Se puede ver que en una intersección de cuatro ramas existen 8 puntos de divergencia, 8 de convergencia y 16 de cruce, para un total de 32 puntos de conflicto, mientras que en una intersección de tres ramas (ver figura 3-12) se tienen 3 puntos de divergencia, 3 de convergencia y 3 de cruce, para un total de 9 puntos de conflicto.

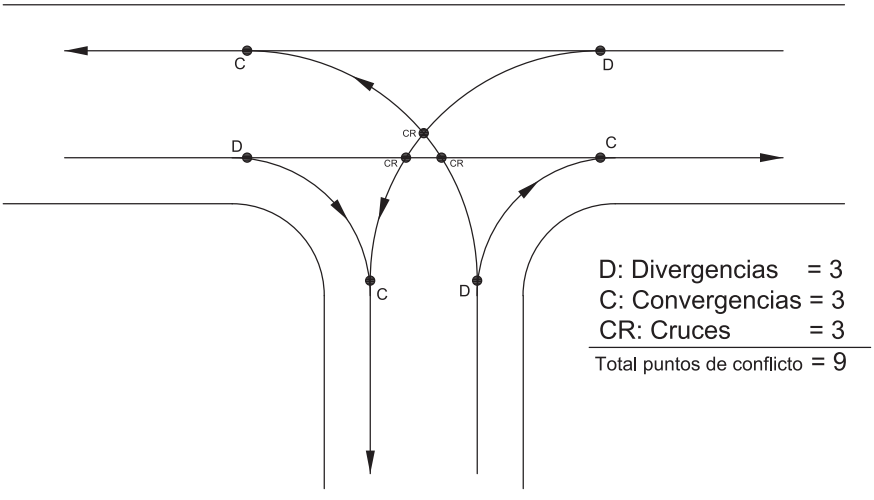


Figura 3-12 Puntos de conflicto en una intersección de tres ramas en T
Fuente: Información de conocimiento general

El total de posibilidades de ocurrencia de choques depende tanto de los puntos de conflicto como de los volúmenes vehiculares involucrados. En la figura 3-13 se ilustra la forma de calcular las posibilidades de ocurrencia de choque entre dos corrientes vehiculares que divergen, convergen o se cruzan, para los volúmenes y movimientos indicados.

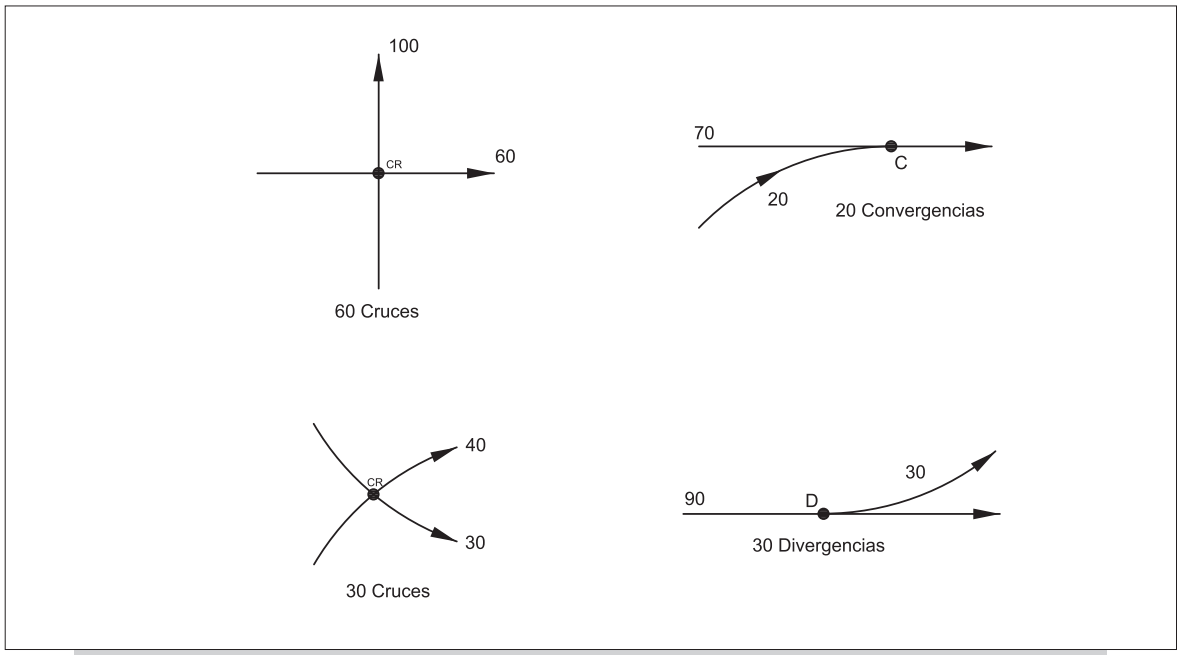


Figura 3-13 Posibilidades de ocurrencia de accidentes en una intersección de cuatro ramas en cruz, para los volúmenes y movimientos indicados

A medida que las posibilidades de conflicto aumentan, se hacen más complejas las condiciones de manejo y los conductores están más expuestos a cometer errores. La situación se hace aún más problemática cuando los distintos puntos de conflictos están muy cercanos unos de otros, de tal manera que un conductor se ve obligado a prestar atención a situaciones peligrosas en tiempos muy reducidos.

Un buen diseño de una intersección debe procurar, en general, disminuir los puntos de conflicto y separar las áreas en donde puedan ocurrir los mismos, salvo en intersecciones semaforizadas en donde, en algunas situaciones, puede resultar conveniente, para la eficiencia y seguridad, concentrar algunos movimientos.

3.2.2 Conflictos con peatones

En la figura 3-14 se muestran los puntos de conflicto de cruce entre la trayectoria de los peatones en una de las ramas de una intersección, con los distintos posibles movimientos vehiculares.

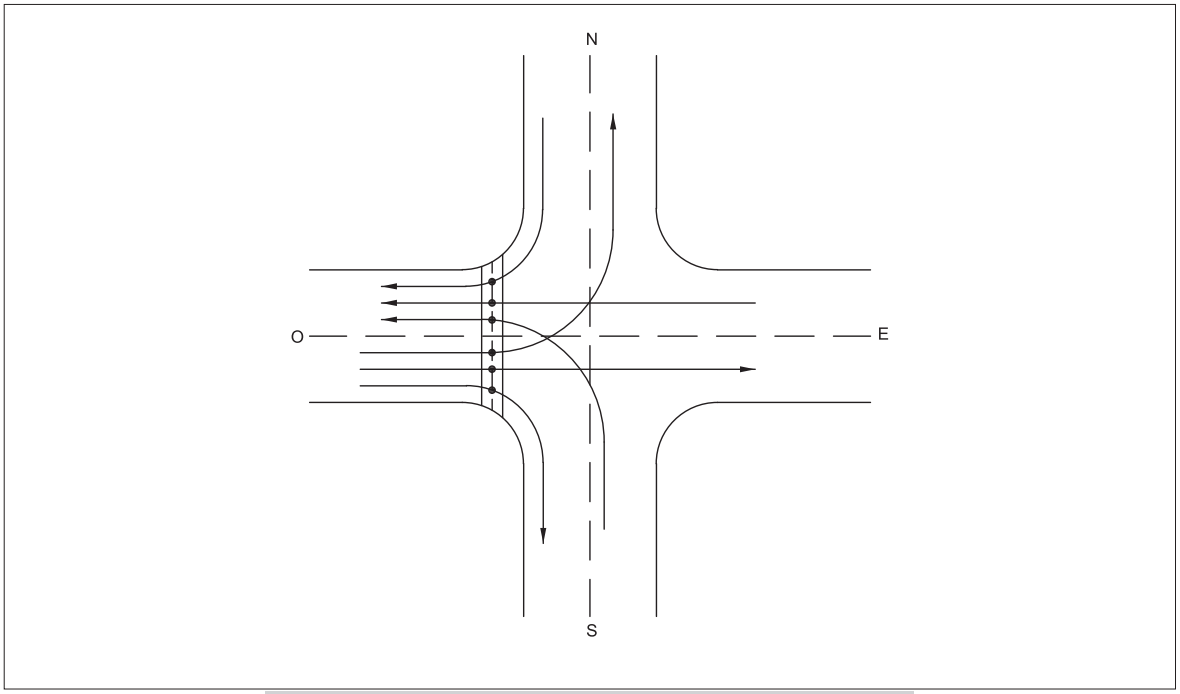


Figura 3-14 Conflictos con peatones
Fuente: Información de conocimiento general

Estos conflictos de cruce son de especial importancia, por el complejo comportamiento de los peatones, así como por estar ellos en desventaja respecto a la agresividad de los conductores, y también por las molestias y demoras ocasionadas al tráfico vehicular.

De todos los puntos de conflicto representados en la figura 3-14, el de menor impacto para los peatones y para los vehículos es el que ocurre en el giro vehicular a la derecha desde el Norte hacia la rama Oeste donde está el paso peatonal.

3.2.3 Separación de los conflictos

Cada punto de conflicto representa un potencial choque. A medida que los conflictos aumentan, se hacen más complejas las condiciones del manejo, y los conductores tienen mayores probabilidades de cometer errores. En cambio, la simplificación de la tarea del manejo contribuye al mejoramiento de las condiciones de tráfico y a menos choques.

El número de potenciales conflictos aumenta sustancialmente cuando se consideran los movimientos de peatones y ciclistas. Un ambiente de manejo más simple se consigue limitando el número y tipos de conflictos entre vehículos, vehículos y peatones, y vehículos y ciclistas.

La complejidad de los conflictos y la posibilidad de choques se incrementan con el número de puntos de conflicto y la cercanía entre ellos, por el hecho de que los conductores se ven obligados a tomar decisiones y cambios de velocidad y trayectoria

en forma consecutiva en tiempos relativamente cortos. La frecuencia de los conflictos, relacionada con los volúmenes de tránsito, aumenta las posibilidades de ocurrencia de accidentes.

Los conflictos más difíciles de manejar se refieren a los de cruce, por lo que son estos los que ameritan mayor atención.

El diseño seguro y eficiente, funcional y operacionalmente, debe contemplar la separación de los conflictos, para lo cual existen diferentes procedimientos:

- Separación espacial a desnivel
- Separación espacial o temporal a nivel
- Separación mediante la regulación del tránsito

La separación a desnivel se consigue con la construcción de distribuidores, en donde se eliminan los conflictos de cruce, lo cual es una solución muy eficaz pero que, por los costos y requerimientos de área, son reservados normalmente a algunos tipos de vía y altos volúmenes de tránsito.

La separación espacial a nivel se puede efectuar de diversas maneras, entre las cuales una muy utilizada es el uso de islas separadoras y canalizadoras, como se muestra en la figura 3-15.

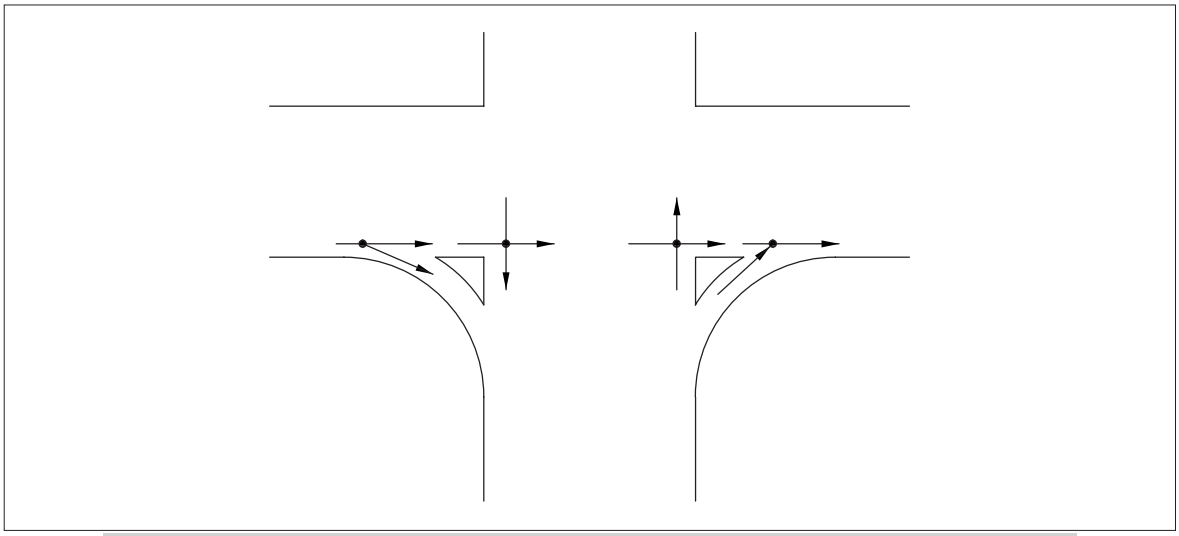


Figura 3-15 Separación espacial de conflictos utilizando islas canalizadoras
Fuente: Información de conocimiento general

Cuando existe la separación en tiempo, normalmente en la intersección se deben proporcionar suficientes áreas de espera, consistente en espacios para que los vehículos esperen su turno para realizar o completar una maniobra, como por ejemplo, mediante el uso de canales de giro a la derecha o la izquierda, tal como se muestra en la figura 3-16.

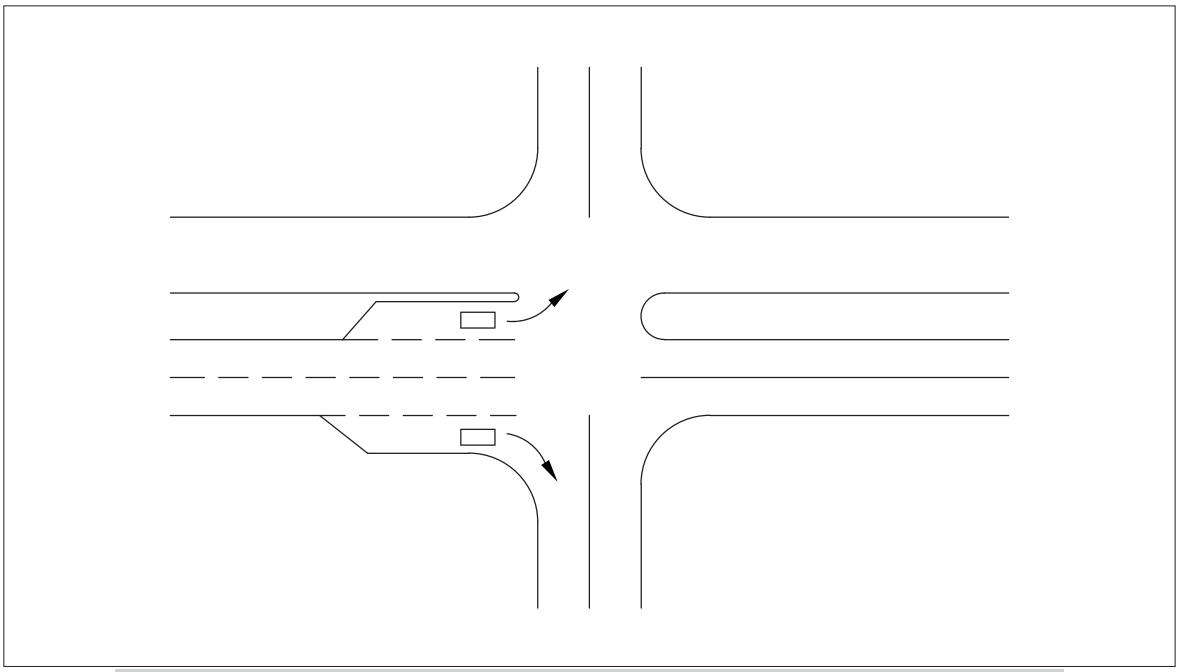


Figura 3-16 Áreas de espera para proporcionar la separación en tiempo de conflictos, utilizando canales de giro
Fuente: Información de conocimiento general

La separación mediante la regulación de las corrientes vehiculares, se consigue con la semaforización, en donde los movimientos de tráfico se realizan cuando la indicación del semáforo lo permita, o a través de una adecuada señalización, utilizando señales de Pare o Ceda el paso en donde, con disposiciones legales y reglamentarias, se obliga o se incentiva a que un determinado movimiento se realice cuando existan brechas adecuadas en las corrientes en conflicto.

La separación de los conflictos entre vehículos y peatones se lleva a cabo también mediante diferentes procedimientos:

Se pueden utilizar pasarelas o pasos peatonales subterráneos. En las intersecciones con semáforos se pueden utilizar intervalos para el uso exclusivo de peatones, o combinados con algunos movimientos vehiculares, generalmente con los giros a la derecha desde el acceso paralelo al movimiento de los peatones. También, el uso de islas canalizadoras puede contribuir a la separación de los conflictos y protección de los peatones, como se ilustra en la figura 3-17.

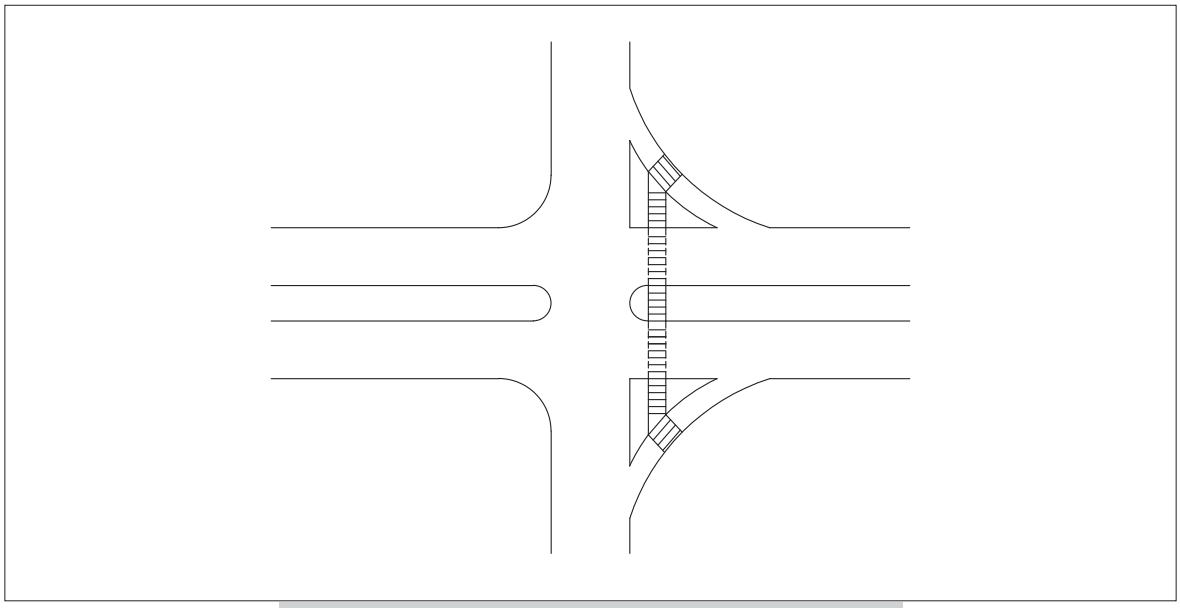


Figura 3-17 Canalización de pasos peatonales
Fuente: Información de conocimiento general

3.3 Tratamiento de los accesos

En el capítulo 2 se indicó que las condiciones de acceso a una vía constituyen un elemento determinante en su clasificación funcional. Por lo tanto, si se quieren preservar las funciones para las cuales se planifica una vía, dentro de la red de un área urbana o rural, es necesario implementar un apropiado tratamiento de los accesos, lo cual significa llevar a cabo un control sistemático de la localización, espaciamiento, diseño y operación de todas las intersecciones, incluyendo entradas y salidas públicas o privadas, aberturas en la divisoria central y distribuidores a diferentes niveles.

El objetivo fundamental de un tratamiento de accesos es el proporcionar acceso vehicular adecuado a los desarrollos existentes o previstos, en las tierras adyacentes o circundantes a las vías, de tal manera de preservar la seguridad y eficiencia del sistema de transporte (3).

En todas las categorías de vías es conveniente realizar este tratamiento, pero en las arteriales es indispensable, pues en ellas es donde más se sienten las consecuencias negativas de un descontrol de los accesos: aumento de accidentes entre vehículos; más conflictos con peatones y ciclistas; disminución acelerada de la eficiencia de la vía; incrementos en los tiempos de viaje; aumentos en los consumos de combustible y emisión de contaminantes; intromisión en las áreas residenciales, del tráfico desviado de las arterias congestionadas; degradación de las edificaciones adyacentes y colindantes, con la consecuente pérdida de su valor; y afectaciones de las propiedades por ampliaciones de las vías .

Los establecimientos comerciales son especialmente afectados cuando no se tiene un apropiado control de accesos pues, además del deterioro ambiental, la proliferación de accesos dificulta la eficiencia y seguridad en la entrada y salida de los clientes, lo cual origina que los mismos se cambien a otros centros comerciales, y los inversionistas igualmente buscarán otros sitios del área urbana para localizar sus negocios.

Para lograr un tratamiento adecuado de los accesos en una red vial, y en particular en una vía en estudio, deben seguirse unos pasos en forma sistemática, los cuales se describen a continuación (4):

- Jerarquización de las vías
- Jerarquización de las intersecciones
- Determinación del área funcional y de la ventana de accesos
- Localización de intersecciones semaforizadas y otras intersecciones importantes
- Localización de otras intersecciones y puntos de acceso
- Tratamiento de los accesos

3.3.1 Jerarquización de las vías

El tratamiento que se le da a cada categoría de vías es diferente, de acuerdo a la función de movilidad y/o acceso asignada a las mismas. Así, en el caso de las vías arteriales, es indispensable apegarse a ciertos criterios, los cuales serán más estrictos en las arteriales principales y un poco menos rígidos en las arteriales menores. En las vías colectoras, aunque también es conveniente realizar un tratamiento adecuado, los criterios para su establecimiento son, en general, más flexibles.

Una vez definida la clasificación funcional de una vía en estudio, es conveniente asignar la velocidad de operación que se tomará en cuenta para el establecimiento de criterios en el tratamiento de los accesos. La velocidad de operación adoptada, generalmente se corresponde con el percentil 85 de las velocidades de marcha del tráfico.

Cuando estamos en la etapa de planificación o de proyecto, debemos conocer cuál es la velocidad de diseño de la vía en estudio, la cual se selecciona después de haber considerado una serie de criterios existentes para ello, y los cuales no estudiamos en este texto, pero pueden ser consultados en las normas de la AASHTO (5) o en las normas para el proyecto de carreteras de Venezuela (6).

La velocidad de marcha correspondiente al percentil 85 depende de la velocidad de diseño y de los volúmenes vehiculares. Considerando bajos volúmenes de tránsito, la AASHTO asume una relación entre las velocidades de diseño y las velocidades promedio de marcha para bajos volúmenes de tránsito, la cual se muestra en la tabla 3-1.

Tabla 3-1. Relación entre la velocidad de diseño y la velocidad de marcha promedio para bajos volúmenes de tránsito

Velocidad de diseño (km/h)	Velocidad promedio de marcha (km/h)
40	40
50	47
60	55
70	63
80	70
90	77
100	84
110	91
120	98

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 168, tabla 3-26.

A partir de la velocidad promedio de marcha se puede estimar el percentil 85, para lo cual existen varios procedimientos (7), uno de los cuales consiste en asumir una distribución normal y aplicar la relación:

Percentil 85 = Velocidad promedio + 1,0365 x Su

Donde Su es la desviación estándar.

No siempre estamos interesados en utilizar la velocidad de operación, relacionada con volúmenes bajos, pues en algunas ocasiones queremos analizar las condiciones para los períodos pico, con altos volúmenes de tránsito. En este caso, cuando estamos en la etapa de planificación o de proyecto de la vía, debemos recurrir a los procedimientos del *Manual de Capacidad de Carreteras* americano (*Highway Capacity Manual)* (8), para determinar cuál es la velocidad que resulta para un volumen dado de tránsito.

Cuando la vía ya está construida, lo más conveniente es hacer mediciones de la velocidad de marcha, durante los períodos pico o los períodos valle, para hallar el correspondiente percentil 85 de las velocidades medidas.

Por otra parte, para cada una de las categorías de vías, es conveniente establecer la velocidad de operación deseable, la cual debe guiar el establecimiento de criterios y de estándares para lograr un adecuado tratamiento de los accesos. Este valor debería ser proporcionado por las oficinas de planificación a nivel de alcaldías o de organismos nacionales. Sin embargo, en Venezuela, hasta el momento, no existe un consenso de cuáles deben ser las velocidades deseables. La tabla 3-2 muestra valores de velocidad de operación deseables obtenidas en varias fuentes, con algunas sugerencias del autor, las cuales pueden ser una guía a falta de valores establecidos localmente (9).

Tabla 3-2. Velocidades de operación deseables para cada categoría de vías en áreas urbanas

Clasificación funcional	Clasificación por tipo de diseño y tipo de área servida	Velocidad deseable (km/h) períodos pico	Velocidad deseable (km/h) períodos valle
Arteriales principales	Arteriales principales de jerarquía superior	≥ 65	70 - 90
	Otras arteriales principales	≥ 55	≥ 65
Arteriales menores	Arteriales menores	≥ 50	65 - 70
Colectoras	Colectoras en áreas residenciales de viviendas unifamiliares	≤ 50	≤ 50
	Colectoras en otras áreas	50 - 65	50 - 65
Locales	Locales en áreas residenciales de viviendas unifamiliares	≤ 40	≤ 40
	Locales en otras áreas	≤ 40	≤ 40

Fuente: Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2a. ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), pp. 4-11, tabla 4-1, con algunas sugerencias del autor.

3.3.2 Jerarquización de las intersecciones

Los conductores, cuando pasan de una etapa a otra de su viaje, y de una a otra categoría de vía, se ven obligados a realizar ajustes en sus velocidades. Si estos ajustes se llevan a cabo dentro de las calzadas de las vías, se pueden presentar situaciones de peligro e incomodidad a los conductores que realizan estos ajustes y al resto del tráfico, por lo que lo más conveniente es que la etapa de transición se ejecute en el área de las intersecciones y distribuidores, las cuales, si están apropiadamente diseñadas, estarán provistas de los elementos geométricos y de regulación necesarios para permitir llevar a cabo eficientemente esta transición.

Esto nos lleva a considerar la existencia de una jerarquía en las transiciones y, por lo tanto, la necesidad de que exista una jerarquización de las intersecciones, tanto desde el punto de vista funcional, como de su diseño geométrico y elementos de regulación lo cual debe, primeramente, incluir un límite a la diferencia de categoría entre las vías de las intersecciones.

Cuando las dos vías a intersecarse son de categoría muy diferente, los ajustes requeridos en las velocidades, y en los cambios de dirección, serán muy pronunciados, y

mayores serán las situaciones de peligro e incomodidad a los conductores, peatones, ciclistas y otros usuarios, y mayor será el detrimento de la fluidez, capacidad y velocidad del tráfico vehicular y peatonal.

En algunos planes de desarrollo urbanos locales (Pedules), y en algunas alcaldías y organismos de planificación, se toma en cuenta esta consideración, como por ejemplo, cuando se establece explícitamente que no pueden existir conexiones privadas de viviendas unifamiliares o calles locales de viviendas unifamiliares con una vía arterial. Sin embargo, cuando se trata de usos no residenciales, generalmente las restricciones son más flexibles.

Para que los ajustes en la velocidad y cambio de dirección se hagan de una manera suave, idealmente las intersecciones deberían estar limitadas a vías de la misma categoría o con un nivel por encima o por debajo, tal como se ilustra en las figuras 3-18a y 3-18b.

Para el empleo de la figura 3-18a, es necesario considerar el amplio espectro de las vías colectoras. Así, es posible que las más importantes se acerquen más a las arteriales menores, y en este caso deben considerárseles como tal para entrar a la tabla. En el otro extremo podemos encontrar aquéllas que, más bien, hay que tratarlas como locales, para efectos de tomar decisiones en cuanto a las vías a intersecar.

De la misma manera, en la figura 3-18b, las colectoras mayores más importantes se pueden acercar más a las arteriales menores, y entonces se deben considerar como tal para entrar en la tabla. En el otro extremo, podemos encontrar que algunas colectoras menores se deben tratar como locales, para considerar las vías a intersecar.

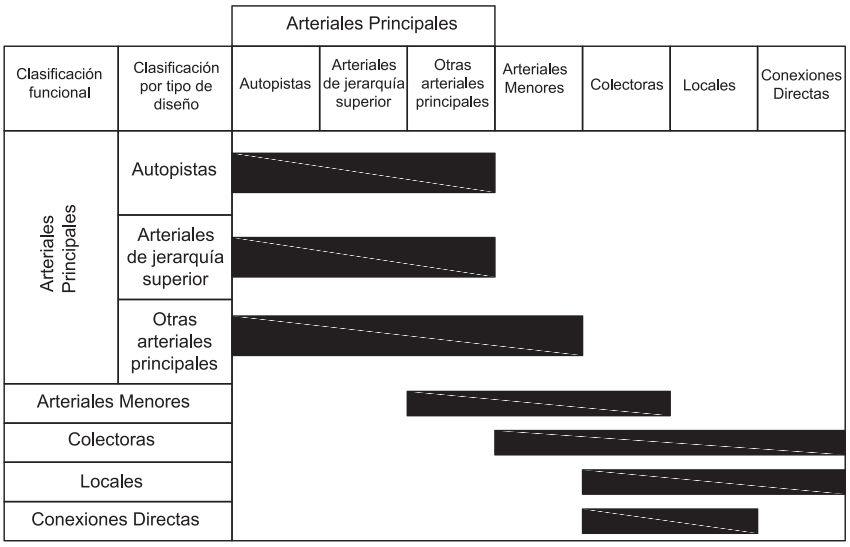


Figura 3-18a Forma deseable de conectarse las distintas clases de vías en áreas urbanas
Fuente: Basada en Vergil G. Stover, *Access Control Issues Related to Urban Arterial Intersection Design*, Transportation Research Record Nº 1385 (Washington, D. C.: Transportation Research Board, 1993), figura 4, p. 24.

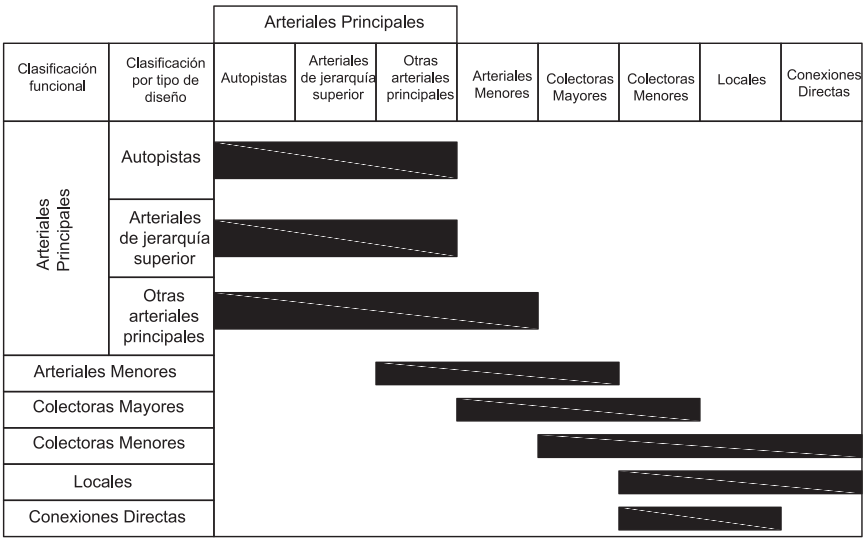


Figura 3-18b Forma deseable de conectarse las distintas clases de vías en áreas rurales
Fuente: Basada en Vergil G. Stover, *Access Control Issues Related to Urban Arterial Intersection Design*,Transportation Research Record Nº 1385 (Washington, D. C.: Transportation Research Board, 1993), figura 4, p. 24.

Las limitaciones en las categorías de vías a considerar en una intersección, ilustradas en las figuras 3-18a y 3-18b, están referidas a una condición considerada como deseable; sin embargo, por diversas razones, en muchas situaciones encontraremos que las intersecciones existentes o que se construyan no se corresponden con estas recomendaciones.

En la definición dada a cada una de las categorías establecidas en la clasificación funcional de las vías, estudiada en el capítulo 2, se entiende que cada vía ejerce las funciones de movilidad y de acceso, en una proporción relativa que depende de su ubicación en esta clasificación. Así, tenemos que las vías arteriales, cuya función más importante es la movilidad, también pueden cumplir la función de acceso, la cual será mínima en las de mayor jerarquía y un poco más en las arteriales menores. En cambio, en las colectoras, aunque la función movilidad es importante, el acceso adquiere una consideración mayor, y en las locales es preponderante. Para cumplir con esta última función cada vía, entonces, podrá tener conexiones directas a las propiedades adyacentes, las cuales estarán prohibidas o restringidas en las vías de mayor categoría, pero son más profusas en las colectoras y locales. En la literatura sobre la materia existen algunas recomendaciones más específicas en relación al tipo de conexión permitida para cada categoría de vía (10), tal como se muestra en la tabla 3-3.

Tabla 3-3. Categorías de conexiones permitidas según la clasificación de las vías

Clasificación funcional	Clasificación por tipo de diseño	Acceso directo a las propiedades adyacentes	Tipo de conexión con vías públicas	Movimientos permitidos en otras conexiones
Arteriales principales	Autopistas	Prohibido	Distribuidor	Ninguno
	Arteriales de jerarquía superior	Restringido o prohibido	Distribuidor o intersección	Solamente giros a la derecha
	Otras arteriales principales	Restringido o prohibido	Intersecciones	1. Giros a la derecha y giros a la izquierda de entrada. 2. Giros a la derecha de salida
Arteriales menores	Arteriales menores	Sí	Intersecciones	Todos
Colectoras	Colectoras	Sí	Intersecciones	Todos
Locales	Locales	Sí	Intersecciones	Todos

Fuente: Basada en *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), tabla 8-1, p. 125.

Según se ilustra en la tabla anterior, en orden de jerarquía, para efectos del tratamiento de accesos en una vía, se pueden distinguir en primer lugar los distribuidores, los cuales están referidos a las autopistas y arteriales de jerarquía superior; luego tenemos las intersecciones reguladas por semáforos; después podemos identificar un grupo de intersecciones en donde se pueden realizar movimientos de ingreso y egreso hacia y desde la vía en consideración, así como cruces de un lado a otro o de giros a la izquierda desde la vía en estudio, o desde la vía transversal a través de la divisoria central; y por último están las intersecciones de la vía en consideración con conexiones privadas y vías públicas, en donde solamente se realizan movimientos de giro a la derecha para salir o para entrar a la vía en estudio.

3.3.3 Determinación del área funcional y de la ventana de accesos

a. Determinación del área funcional de intersecciones reguladas por semáforos y otras intersecciones importantes

1. Área funcional a la entrada

En las intersecciones reguladas por semáforos, así como en aquellas sin este tipo de regulación pero en donde se realizan movimientos importantes de ingreso y egreso de la vía en consideración, así como cruces de un lado a otro o de giros a la izquierda desde la vía en estudio o desde la vía transversal con abertura completa en divisoria central, se genera un área funcional en cada uno de los accesos de la intersección, la cual

se determina considerando la posibilidad de que un vehículo se vea en la necesidad de decelerar o, en caso extremo, de detenerse (11).

- Área funcional en canales directos en los accesos

A continuación, se ilustra el cálculo de esta longitud (ver figura 3-19):

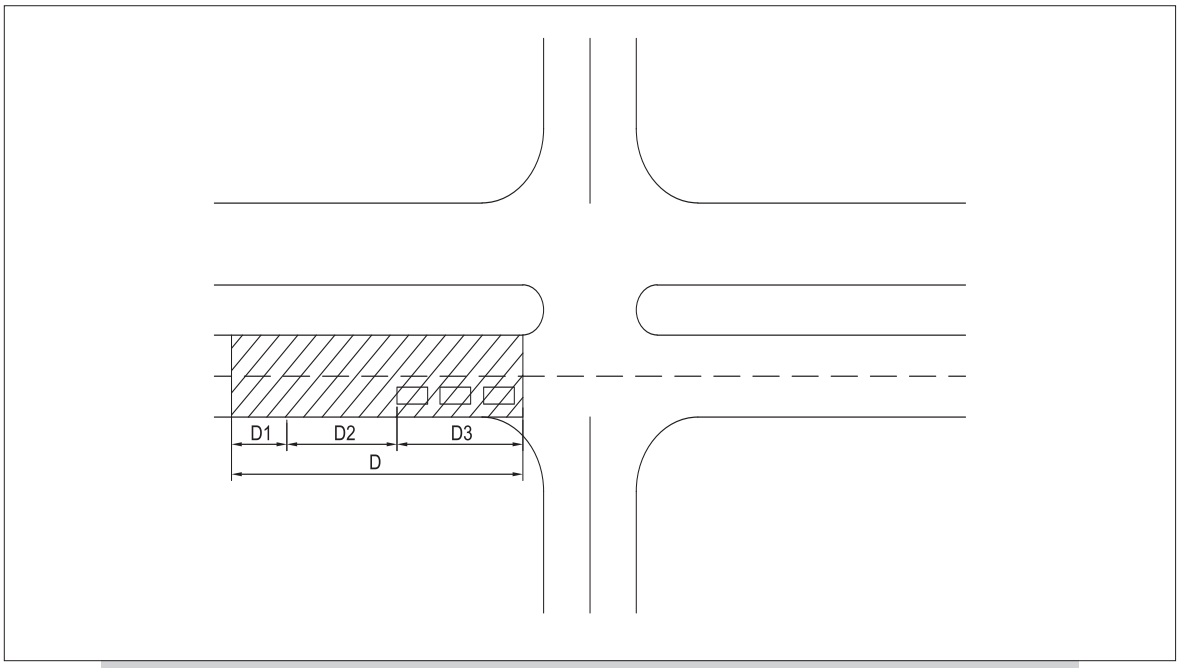


Figura 3-19 Cálculo del área funcional en los canales directos de un acceso
Fuente: Información de conocimiento general

$D = D1 + D2 + D3$

Donde:

D = longitud del área funcional (m)

D1 = Distancia recorrida durante el tiempo de reacción, calculada por:

$D1 = (V/3.6) * t_r$

V = Velocidad adoptada para el cálculo (km/h)

t_r = Tiempo de reacción (s). Se toma generalmente 2.5 s, según las recomendaciones de la AASHTO 2001 (12).

D2 = Distancia requerida para decelerar hasta que el vehículo se detenga, calculada por:

$D2 = (V^2/3.6^2)/2a$

a = Deceleración (m/s^2). Según las recomendaciones de la AASHTO 2001, se toma 3,4 m/s^2 (13).

D3 = Longitud para almacenar el número de vehículos que tienen que esperar, por la presencia de un semáforo o de otra regulación de tráfico. De la discusión realizada en

el capítulo 1 del texto, sección 1.2.1, se deduce que, en el caso de automóviles, se puede asumir que el espaciamiento varía entre 6.4 m y 8.6 m, con un valor promedio de 7.5 m. Cuando la presencia de camiones es apreciable, se deberá asumir un valor mayor.

En la tabla 3-4 se muestra el cálculo de los componentes de la longitud del área funcional, en los accesos de una intersección.

Tabla 3-4 Componentes de la longitud del área funcional en los accesos de una intersección (m). Canales directos

Velocidad de operación, V (km/h)	D1 (m)	D2 (m)	D3 (m) (Para 5 vehículos)	Total D = D1 + D2 + D3
30	21	19	38	78
40	28	34	38	100
50	35	54	38	127
60	42	77	38	157
70	49	105	38	192
80	56	137	38	231
90	63	174	38	275
100	69	214	38	321
110	76	259	38	373
120	83	309	38	430

- Área funcional en canales de giro en los accesos

En la figura 3-20 se ilustra el cálculo para esta situación.

Se calcula esta distancia para cada uno de los canales de giro (a la izquierda y/o a la derecha), considerando dos posibles situaciones:

Si estamos en la etapa de planificación, calculamos la distancia D de la siguiente manera:

$D = D1 + D2 + D3 + D4$

Donde D1 y D3 tienen las mismas definiciones dadas anteriormente. D4 representa la distancia necesaria para pasar del canal principal al canal de giro, en la cual ocurre una deceleración inicial, y se asume que la velocidad al final de esa distancia es 15 Km/h menor que la velocidad de operación, y para su cálculo se aplica la siguiente relación:

$$D4\ (m) = ((V/3{,}6)^2 - ((V-15)/3{,}6)^2)/2^{a}$$

Donde V es la velocidad de operación (km/h) y a es la deceleración para pasar de la velocidad V a una velocidad (V-15), asumiéndose un valor de 1,77 m/s^2 (14).

D2 es la distancia para detener el vehículo desde la velocidad (V-15), y se calcula por:

$D2(m) = ((V-15)^2)/2a$

Donde V es la velocidad de operación de la vía (km/h) y a es la deceleración promedio para detener el vehículo, recomendándose un valor de 2,04 m/s^2 (15).

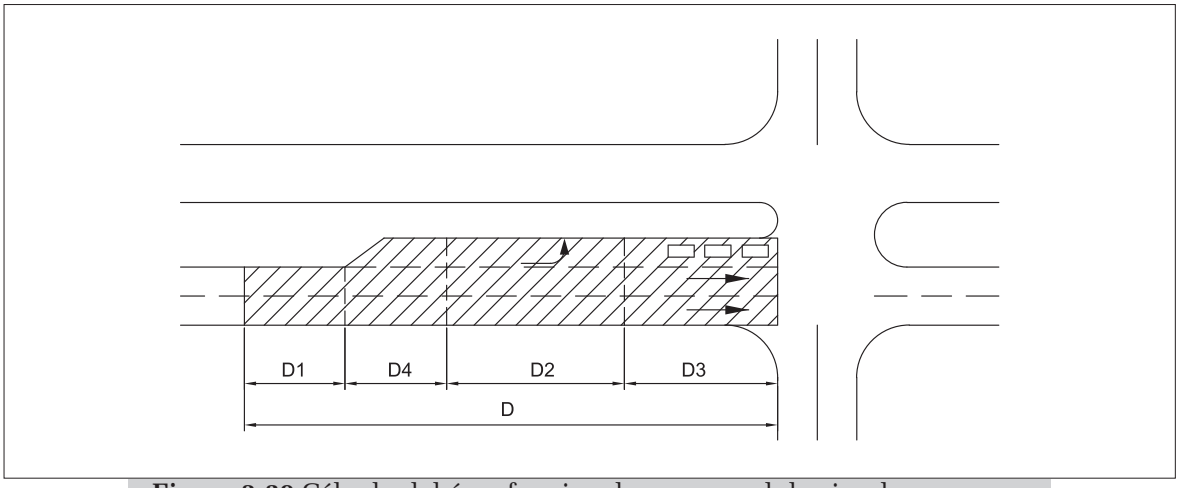


Figura 3-20 Cálculo del área funcional en un canal de giro de un acceso
Fuente: Información de conocimiento general

En la tabla 3-5 se muestra el cálculo de los componentes de la longitud del área funcional de los canales de giro, en los accesos de una intersección.

Tabla 3-5. Componentes de la longitud del área funcional. Canales de giro (m)

Velocidad de operación, V (km/h)	D1 (m)	D4 (m)	D3 (m) (Para 5 vehículos)	D2 (m)	Total D = D1 + D2 + D3 + D4
30	21	15	38	4	78
40	28	21	38	12	99
50	35	28	38	23	124
60	42	34	38	38	152
70	49	41	38	57	185
80	56	47	38	80	221
90	63	54	38	106	261
100	69	61	38	137	305
110	76	67	38	171	352
120	83	74	38	209	404

Si estamos en la etapa de proyecto, y ya conocemos la longitud del canal de giro, o si se trata de una intersección existente con canal de giro, comparamos la longitud de este canal + D1 con la distancia D de la tabla 3-5, seleccionando la mayor de las dos como área funcional.

Finalmente, el área funcional del acceso será la mayor de las distancias D calculadas, tanto para los canales directos como los de giro (tablas 3-4 y 3-5).

Los valores de las tablas 3-4 y 3-5 permiten tener un estimado de la longitud del área funcional en los accesos a las intersecciones, considerando un almacenamiento para 5 vehículos, pero lógicamente que esto depende de las condiciones de demanda en cada sitio en particular.

El número de vehículos en cola, para determinar la distancia D3, es mayor durante las horas pico que durante los períodos valle. Es conveniente entonces realizar dos cálculos, uno para los períodos pico, con menor velocidad pero mayor número de vehículos en cola; y otro para los períodos valle, con mayor velocidad pero menor número de vehículos en cola; el valor que resulte mayor se adoptará como la longitud del área funcional en el acceso correspondiente. Generalmente, en los accesos de volúmenes altos, el área funcional está controlado por las condiciones para los períodos pico, mientras que en los de volúmenes bajos posiblemente domina la condición de las horas valle.

Las tasas de deceleración para calcular D2 se corresponden con una pendiente longitudinal de 0 %; para otras pendientes estas distancias variarán un poco (revisar capítulo 1, sección 1.7.2).

2. Área funcional a la salida

Para calcular la longitud del área funcional a la salida, un criterio utilizado es el de considerar que, cuando un vehículo se incorpora a la misma, como continuación de su trayectoria recta, o después de una maniobra de giro a la izquierda o derecha desde otros accesos, después de estar detenido o haber reducido sustancialmente su velocidad, procederá a acelerar hasta alcanzar nuevamente la velocidad de la vía en consideración.

Según este criterio, para calcular el área funcional a la salida, se asume que los vehículos parten de la posición en reposo y aceleran hasta alcanzar la velocidad de la vía. Estos valores están indicados en la tabla 3-6, para lo cual se utilizaron las tasas de aceleración para automóviles indicadas en la tabla 1-13 (capítulo 1, sección 1.7.1.3), y se aplicó la siguiente relación:

$D = (V/3.6)^2/2a$

Donde:

D = distancia, en metros, para alcanzar la velocidad V, partiendo del reposo.

V = velocidad adoptada en km/h

a = aceleración (m/s^2)

Tabla 3-6. Longitud (m) del área funcional a la salida de una intersección, considerando aceleración desde la situación de reposo

Velocidad de operación,V (km/h)	Aceleración (m/s^2)	Longitud del área funcional (m)
30	1.52	23
40	1.44	43
50	1.35	71
60	1.25	111
70	1.15	164
80	1.06	233
90	0.93	336
100	0.82	470
110	0.69	677

Otro criterio, para determinar el área funcional en la salida, es el de considerar un vehículo que atraviesa la intersección y se ve en la necesidad de detenerse; en este caso la distancia D se calcula como la suma de las distancias D1 + D2 de la tabla 3-4, resultando entonces los valores mostrados en la tabla 3-7 (ver figura 3-21).

Tabla 3-7. Longitud (m) del área funcional en la salida de una intersección, considerando la distancia de visibilidad de frenado

Velocidadde operación, V (km/h)	D1(m)	D2(m)	D(m)
30	21	19	40
40	28	34	62
50	35	54	89
60	42	77	119
70	49	105	154
80	56	137	193
90	63	174	237
100	69	214	283
110	76	259	335

Vemos que los valores de la tabla 3-7, calculados con el criterio de la distancia de visibilidad de frenado, son mayores que los de la tabla 3-6, calculados con el criterio de aceleración, para velocidades hasta 60 Km/h; mientras que para velocidades mayores los valores de la tabla 3-6 están muy por encima de los de la tabla 3-7. Sin embargo, en la práctica es muy difícil que en vías con estas altas velocidades se tenga que partir del reposo al girar, pues posiblemente el diseño de los enlaces de giro permitirá iniciar el ingreso a la salida con velocidades bastantes superiores a cero. Por estas razones, es pertinente utilizar los resultados de la tabla 3-7, para cualquier velocidad, para determinar el área de influencia a la salida de la intersección.

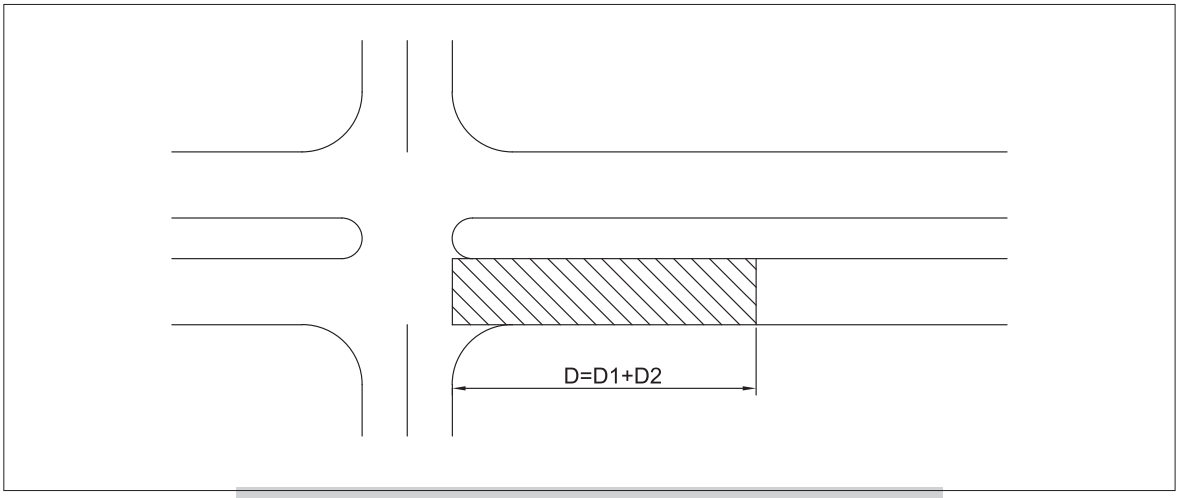


Figura 3-21 Ilustación derl área funcional a la salida
Fuente: Información de conocimiento general

3. Concepto de la ventana de accesos

Si consideramos dos intersecciones consecutivas, y determinamos las áreas funcionales entre ellas, podemos ver, tal como se ilustra en la figura 3-22, que existe un sector entre estas áreas, denominada la Ventana de accesos.

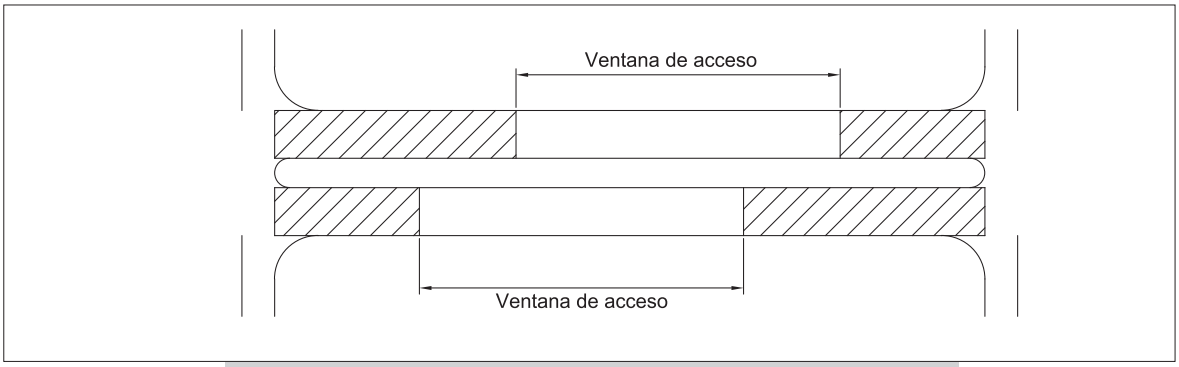


Figura 3-22 Ventana de accesos entre dos intersecciones

La incorporación de nuevos accesos en una vía origina conflictos, y por consiguiente, más posibilidades de choques, y también aumenta la fricción en la corriente de tráfico, y por lo tanto mayores demoras y tiempos de recorrido. Pero observamos que, en la ventana de accesos, las conexiones privadas y otros accesos a las propiedades adyacentes, ocasionan la menor interferencia con la eficiencia y seguridad de la vía con la cual se conectan, y también es el tramo en donde se obtiene el mayor beneficio y flexibilidad para la localización de desarrollos en las áreas laterales (16).

Por ello, idealmente, cualquier conexión privada debería ubicarse dentro de esta ventana de accesos. Por experiencia, se conoce que el número de accidentes es desproporcionadamente mayor en las conexiones privadas que en otras intersecciones, y si las mismas se hacen dentro de las áreas funcionales de las intersecciones este problema se agrava.

b. Determinación del área de influencia de conexiones privadas y vías públicas, en donde solamente se realizan movimientos de giro a la derecha para salir o para entrar a la vía en estudio

Cuando se trata de accesos privados o de otros caracterizados por bajos volúmenes de tránsito, para determinar el área funcional en los accesos de la vía principal, se aplican criterios que difieren del procedimiento utilizado en el caso de intersecciones de mayor importancia.

1. Área funcional corriente arriba

En estos casos, la AASHTO utiliza la denominada área de influencia (17), la cual se ilustra en la figura 3-23, y se define de la siguiente manera:

Área de influencia = Longitud de impacto + Distancia percepción-reacción + Longitud de un vehículo.

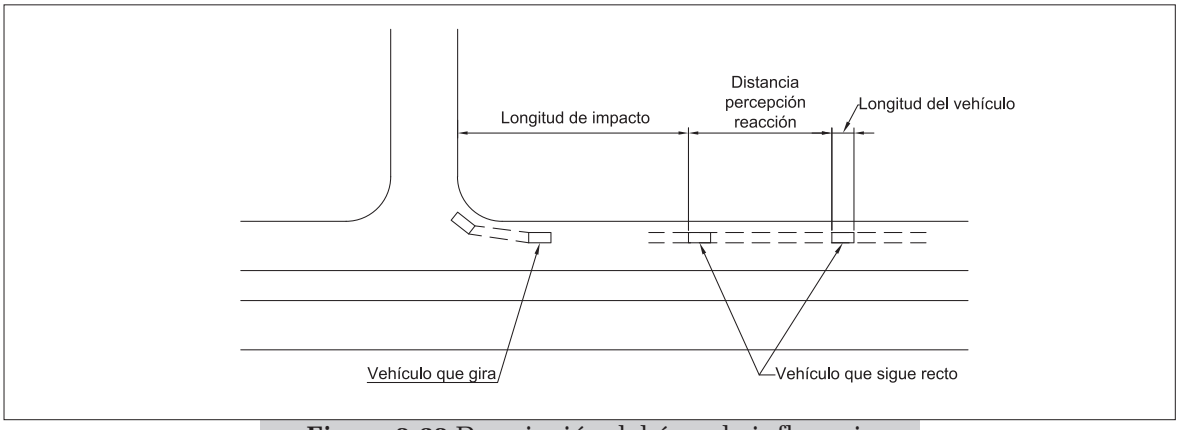


Figura 3-23 Descripción del área de influencia

Se entiende por longitud de impacto, la que existe entre la esquina del acceso y un vehículo corriente arriba (que seguirá derecho) en el momento en que su conductor pisa el freno o donde comienza a realizar una maniobra de cambio de canal, debido a la presencia de un vehículo que le precede y realiza un giro a la derecha.

Existen estudios que determinan el porcentaje de los vehículos que siguen derecho que pisan el freno, en respuesta a otro vehículo que realiza un giro a la derecha en el acceso adelante. En la AASHTO 2001 se muestra un gráfico que permite conocer este porcentaje, con cuyos datos se elaboró la tabla 3-8.

Tabla 3-8. Porcentaje de los vehículos del canal derecho que siguen recto y son impactados por la presencia de vehículos girando a la derecha desde la vía principal.

Velocidad de operación (km/h) / Distancia (m)	50	60	70	80
20	82%	85%	92%	96%
40	35%	40%	60%	80%
60	15%	20%	34%	50%
80	6%	8%	18%	33%
100	2%	3%	10%	22%
120	0%	0%	5%	14%
140	0%	0%	2%	8%
160	0%	0%	0%	5%
180	0%	0%	0%	2%
200	0%	0%	0%	0%

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, A policy on geometric design of highways and streets, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), gráfico Nº 9-101, p. 734.

Por ejemplo, si tenemos una vía con velocidad de operación de 70 Km/h, ningún vehículo (0%) es impactado a una distancia de 160 m; en cambio, el 10% de los vehículos es impactado a una distancia de 100 m; y 18% es impactado a una distancia de 80 m.

Con los datos de la tabla 3-8 podemos construir la tabla 3-9 siguiente, en donde se indica, para cada velocidad de operación, la distancia a la cual es impactado el porcentaje de vehículos indicado.

Tabla 3-9. Distancia (m) a la cual es impactado el porcentaje de vehículos indicado

Velocidad de operación (km/h)	2%	5%	15%	20%	80%
	Longitud de impacto (m)				
50	100	85	60	55	21
60	104	92	68	60	22
70	140	120	88	78	28
80	180	160	118	105	40

Fuente: Cálculos propios a partir de la tabla 3-8

Por ejemplo, para una velocidad de operación de 70 km/h, el 2% de los vehículos que siguen derecho es afectado a una distancia de 140 m, el 5% a 120 m, el 15% a 88 m, el 20% a 78 m y el 80% a 28 m.

El área de influencia se obtiene sumándole a estos valores la distancia percepción-reacción más la longitud de un vehículo (7.5 m), resultando la tabla 3-10.

Tabla 3-10. Cálculo del área de influencia corriente arriba para el caso de conexiones privadas y vías públicas en donde solamente se realizan movimientos de giro a la derecha para salir o para entrar a la vía en estudio

Velocidad de operación (km/h)	Distancia percepción reacción(m)	Longitud de un vehículo (m)	Área de influencia para el % indicado de vehículos impactados				
			2%	5%	15%	20%	80%
50	35	7.5	143	128	103	98	64
60	42	7.5	154	142	118	110	72
70	49	7.5	197	177	145	135	85
80	56	7.5	244	224	182	169	104

Fuente: Cálculos propios a partir de la tabla 3-9

Entre más alta sea la jerarquía de la vía, en la clasificación funcional, menor debe ser el porcentaje de vehículos impactados. En las de mayor jerarquía, como las arteriales principales, no debería ser mayor de 2%. En cambio, en vías colectoras que dan servicio a áreas comerciales, industriales o grandes zonas de usos múltiples, es aceptable un porcentaje de 5%. Mientras que en las colectoras en áreas residenciales son aceptables porcentajes de 15% o más (18).

2. Área funcional corriente abajo

Generalmente, se toma como área funcional la correspondiente a la distancia de visibilidad de frenado, la cual permite que un conductor pueda atravesar la intersección antes de tener que considerar un conflicto potencial en el siguiente acceso. Esta distancia se indica en la tabla 3-11, y se calcula con la siguiente expresión:

Distancia de visibilidad de frenado = Distancia de reacción + Distancia de frenado

Tabla 3-11. Área funcional corriente abajo para el caso de conexiones privadas y vías públicas, en donde solamente se realizan movimientos de giro a la derecha para salir o para entrar a la vía en estudio

Velocidad de operación (km/h)	Distancia de reacción (m)	Distancia de frenado (m)	Área funcional (m)
30	21	19	40
40	28	34	62
50	35	54	89
60	42	77	119
70	49	105	154
80	56	137	193
90	63	174	237
100	69	214	283
110	76	259	335

3.3.4 Localización de intersecciones semaforizadas

Para un tratamiento apropiado de accesos, es de suma importancia la localización de las intersecciones reguladas por semáforos. Para justificar la utilización de los semáforos, como elementos de regulación del tránsito, se deben cumplir ciertos requisitos o criterios, los cuales se estudian extensamente en el capítulo 4 del texto.

Cuando el análisis trata de una vía ya construida, la aplicación de esos criterios indicará aquellas intersecciones que deben ser semaforizadas y, en estas circunstancias, posiblemente el ingeniero no tendrá muchas alternativas de selección.

Sin embargo, en las etapas de planificación, o de proyecto, todavía estamos a tiempo de aplicar criterios relacionados con un apropiado control de accesos. También pueden existir algunas oportunidades en vías existentes con grandes extensiones de tierras adyacentes, en donde se proponga el desarrollo de las mismas.

Un factor muy importante a considerar, en la localización de las intersecciones semaforizadas, es el que se refiere a una buena coordinación de los semáforos, de tal manera que permitan el movimiento continuo del tráfico a una velocidad de progresión deseada, lo cual redundará en mayor seguridad y eficiencia en la operación del tráfico. Por el contrario, una mala coordinación implicará frecuentes paradas, demoras, altos consumos de combustible, altas emisiones de contaminantes y altas tasas de accidentes.

Los volúmenes y patrones de tráfico varían durante los distintos períodos del día, resultando que las velocidades de progresión deseadas sean diferentes para cada condición; así, por ejemplo, durante los períodos pico las velocidades serán menores que durante los períodos valle. También debemos tener en cuenta que los volúmenes de tránsito generalmente cambiarán con el pasar de los años, por los cambios de usos del

suelo y la incorporación de nuevos desarrollos en las áreas adyacentes y circundantes de la vía, lo cual también incidirá en nuevas velocidades y nuevas condiciones en las corrientes de tránsito.

Estos cambios en volúmenes y patrones del tránsito, y en las condiciones de operación, implican que lo que puede ser una buena coordinación de los semáforos, para unas condiciones dadas, puede resultar ser muy mala para otras condiciones. Por lo tanto, el ingeniero debe ser muy cuidadoso cuando propone la localización de las intersecciones semaforizadas, de tal manera que el esquema resultante sea lo bastante flexible para que se adapte a los cambios de circunstancias.

En el capítulo 5 del texto se estudian diferentes esquemas posibles para lograr la coordinación de los semáforos, los cuales ofrecen una mayor flexibilidad y adaptación en intersecciones regularmente espaciadas. Así mismo, es más fácil adaptarse a los cambios de las condiciones del tráfico cuando el espaciamiento es mayor que en el caso de intersecciones con poca separación entre ellas. De la misma manera, se obtendrán mayores ventajas en la coordinación cuando los espaciamientos son uniformes que cuando son irregulares.

La coordinación no depende solamente del espaciamiento entre semáforos, pues también la longitud del ciclo y la velocidad de progresión deseada son factores que intervienen en la misma. En estudios sobre coordinación de semáforos se ha logrado obtener algunas relaciones entre estos factores, tales como las indicadas en la tabla 3-12, la cual se deduce en el capítulo 5 del texto, y se corresponde con la tabla 5-1.

Tabla 3-12. Relación entre la velocidad de progresión, longitud del ciclo y espaciamiento entre semáforos

Longitud del ciclo (s)	Espaciamiento entre semáforos (m)			
	200	400	600	800
	Velocidad de progresión (km/h)			
50	28,8	57,6	86,4	115,2
60	24	48	72	96
70	20.6	41.1	61,7	82.3
80	18	35.2	54	72
90	16	36	48	64
100	14.4	28.8	43,2	57.6
110	13,1	26.2	39,3	52.4
120	12	24	36	48

Fuente: Tabla 5-1 del capítulo 5 del texto

Los resultados de esta tabla los podemos utilizar de varias formas. Así, vemos que el espaciamiento entre semáforos de 800 metros permite su aplicación a muy diversas

situaciones. Por ejemplo, sabemos que durante las horas pico los altos volúmenes de tránsito exigen longitudes grandes de ciclo, y en la tabla vemos que los ciclos altos (90 segundos y más) permiten velocidades apropiadas en las horas pico en vías arteriales según las recomendaciones de la tabla 3-2. De la misma manera, durante las horas valle las longitudes de ciclo serán pequeñas y las velocidades resultantes se corresponden con las consideradas como deseables en las vías arteriales, según se muestra también en la tabla 3-2.

En cambio, una separación de 400 metros ofrecerá mucha menor flexibilidad, pues en las horas pico, con ciclos grandes, la velocidad de progresión ya no es apropiada para una vía arterial, y tampoco lo es durante las horas valle. Esta separación se podrá adaptar a vías de menor jerarquía, o quizás a algunas arteriales que manejen bajos volúmenes de tránsito. Separaciones menores a 400 m serán más difíciles de adaptarse a las arteriales, y serán apropiadas solamente en las vías de menor jerarquía.

De la misma manera, vemos que las separaciones de 800 metros se pueden adaptar a las condiciones variables, a lo largo del tiempo, en las vías arteriales principales, en cambio, los espaciamientos menores (400 a 600 metros) permitirán poca flexibilidad en estas vías y solamente se podrán adaptar a las arteriales menores, y a las vías colectoras en donde la función movimiento disminuye y la de acceso aumenta, y por lo tanto la velocidad y la eficiencia de la progresión son de menor interés.

En resumen, según los resultados de la tabla 3-12, podemos ver que, en las arteriales principales, la separación uniforme más apropiada entre semáforos es de 800 metros, mientras que la separación uniforme que más se adapta a las arteriales menores está entre 400 y 600 metros, y en las colectoras entre 200 y 400 metros.

3.3.5 Localización de intersecciones no semaforizadas

a. Criterio general

En esta categoría están incluidas las intersecciones, sin semáforos, con vías públicas, y todas las conexiones privadas que permiten el acceso a las propiedades adyacentes. Según los elementos que se han considerado hasta el momento, en las secciones anteriores, idealmente cualquier intersección sin semáforo debe estar localizada en la ventana de accesos. Para aplicar este criterio hay que tener en cuenta que, cada vez que se agrega una intersección sin semáforo, se generan áreas de influencia y funcionales las cuales, a su vez, modifican la ventana de accesos.

Para determinar la separación mínima entre intersecciones sin semáforo, incluyendo las conexiones privadas, podemos aplicar los resultados de las tablas 3-10 y 3-11, pero dada la disparidad de las distancias requeridas corriente arriba y corriente abajo, se puede adoptar como separación mínima la correspondientes a la tabla 3-11, a partir de la cual se obtienen los valores indicados en la tabla 3-13. Los valores dados por la tabla 3-10 pueden servir de guía en algunos casos especiales. Esa tabla también sirve de guía

para estudiar la conveniencia de un canal de deceleración, ya que al existir este canal, la influencia sobre los vehículos corriente arriba es mucho menor.

Tabla 3-13. Criterio general para determinar la separación mínima entre intersecciones sin semáforo, incluyendo las conexiones privadas

Velocidad de operación (km/h)	Separación mínima (m)
30	40
40	62
50	89
60	119
70	154
80	193
90	237
100	283
110	335

Fuente: Ver tabla 3-11

Existen muchas circunstancias en que es muy difícil, y algunas veces imposible, cumplir con este criterio general. En vías existentes, puede ocurrir que el tamaño y características de las parcelas adyacentes dificulten el cumplimiento del mismo. En las áreas urbanas se presenta mucho la condición de propiedades con pequeños frentes y espaciamientos cortos entre las calles. La necesidad de dar accesos a ciertos usos particulares, también puede impedir una localización ideal. Los accesos existentes, muchas veces, constituyen un condicionante para la localización de otras conexiones.

Las alcaldías y sus oficinas de planificación, generalmente manejan ciertos criterios de flexibilización para la localización de estas intersecciones. Estos criterios están muy relacionados con la clasificación funcional de las vías y con el área adyacente y circundante. En las autopistas, por definición, está prohibido cualquier acceso a las propiedades adyacentes. En las arteriales de jerarquía superior, generalmente se restringen o se prohíben estos accesos y, cuando se permiten, solamente se aceptan giros a la derecha. En las otras arteriales principales también se restringen o prohíben los accesos directos y, cuando se permiten, normalmente se aceptan giros a la derecha o a la izquierda para ingresar, o solamente giros a la derecha para salir.

En las arteriales menores normalmente se permite cierta flexibilización respecto al criterio general, y más aún en las colectoras. Sin embargo, esta posible flexibilización no significa que se puedan permitir las conexiones privadas y otras intersecciones en forma indiscriminada, pues no se puede olvidar la clasificación funcional de la vía, y tener en

cuenta que, para cumplir eficientemente con la función de movilidad, se debe restringir la función de acceso de la misma.

b. Criterios específicos

Aunque una conexión privada, u otra intersección, cumplan con el criterio general de estar localizadas dentro de la ventana de accesos, existen otros criterios específicos que deben tomarse en cuenta para determinar cuál es la ubicación más apropiada. Así, por ejemplo, si los semáforos de las intersecciones contiguas están coordinados, los volúmenes de tráfico estarán conformados por pelotones de vehículos que restringen el paso del tráfico transversal en ciertos puntos del tramo y, a la vez, los pelotones podrán ser perturbados cuando un vehículo sale o entra a la vía principal; un estudio cuidadoso del diagrama espacio-tiempo (el cual se estudia en el capítulo 5 del texto) orientará sobre cuáles son los lugares más apropiados para localizar la conexión. Otra situación puede ser el caso de un lugar ubicado dentro de la ventana de accesos, pero donde las condiciones de visibilidad hacen inconveniente la localización de una conexión, entonces habrá que tratar de seleccionar un sitio con mejores condiciones.

Al igual que los dos ejemplos señalados, podemos encontrar en la práctica situaciones donde, a pesar de cumplirse con el criterio general, es necesario aplicar criterios específicos, que dependen de las características particulares de la vía, de las propiedades adyacentes, de la velocidad y de los volúmenes de tráfico.

De la misma manera, cuando no se cumple completamente con el criterio general de localización de las conexiones dentro de la ventana de accesos, es conveniente analizar diversos criterios específicos para hacer una evaluación de las localizaciones que mejor se adapten a los mismos.

A continuación, se describen algunos de los criterios específicos que se pueden considerar, para evaluar la localización de las conexiones, en el entendido de que pueden existir otros que igualmente deben tomarse en consideración.

1. Previsión de coordinación de semáforos

Cuando se quiere localizar una conexión entre dos intersecciones semaforizadas, y se tiene previsto que en un futuro el incremento del tráfico justificará la colocación de un semáforo, se deben tener en cuenta los requerimientos para mantener una apropiada progresión del flujo vehicular.

Por otra parte, el estudio del diagrama-espacio tiempo (según se estudia en el capítulo 5 del texto) permite conocer los tamaños y compacidad de los pelotones, cuando los vehículos viajan a intervalos muy cortos, que impiden el cruce de vehículos, o que se verán afectados por las maniobras de los vehículos que salen o entran a la vía principal. Con este diagrama también se identificarán aquellos lugares en donde existan períodos sin el paso de pelotones, y que resulten apropiados para la ubicación de las conexiones.

2. Flujo de tráfico

El efecto de los volúmenes de tránsito, y su relación con la presencia o no de semáforos, es un factor importante para decidir sobre la localización de los accesos. Así, en áreas urbanas y suburbanas con presencia de semáforos, los altos volúmenes de tránsito probablemente circularán en pelotones compactos, lo cual restringe el número de sitios para la localización de las conexiones. Si los volúmenes de tránsito son bajos, existirán mayores oportunidades de localización.

En áreas rurales, la ausencia de semáforos, unido a bajos volúmenes de tránsito, contribuyen a que el tránsito se disperse con intervalos relativamente largos e irregulares, lo cual favorece los giros desde y hacia la vía principal, con menores interferencias al tránsito directo, y al cruce de la misma. Sin embargo, cuando los volúmenes directos y los que giran son altos, los intervalos serán más cortos y la interferencia será mayor y existirá menos flexibilidad para la localización de accesos.

La velocidad también es un factor muy importante que, junto con el volumen de tránsito, puede dificultar la apropiada localización de los accesos. Como sabemos, la velocidad, a su vez, está relacionada con los volúmenes de tránsito y con la clasificación funcional de las vías.

Hay que tomar en cuenta, para la localización de los accesos sin semáforo que, en algunas circunstancias, es posible que el tránsito que entra y sale de los mismos disminuya los volúmenes en las intersecciones semaforizadas adyacentes, lo cual puede contribuir a una mejor operación general del tránsito.

Por último, es importante señalar que los espaciamientos largos implican pocas conexiones de accesos pero mayores volúmenes de tráfico en los mismos, pero generalmente acomodan en forma más segura los vehículos que giran.

3. Visibilidad en las intersecciones

Un aspecto de suma importancia, de aplicación en la localización y diseño de las intersecciones, es la distancia de visibilidad que deben tener los conductores cuando se acercan, en cada uno de los accesos, o cuando salen después de estar detenidos por la presencia de una señal de pare o de una indicación de semáforo, o después de haber disminuido su velocidad por la presencia de una señal de ceda el paso.

Se pueden considerar muchas situaciones diferentes para determinar la distancia de visibilidad requerida por los conductores; la AASHTO 2001 analiza los siguientes casos:

- Caso A: Intersecciones sin control
- Caso B: Intersecciones con regulación de PARE en la vía menor
- Caso B1: Giros a la izquierda desde la vía menor
- Caso B2: Giros a la derecha desde la vía menor
- Caso B3: Maniobras de cruce desde la vía menor
- Caso C: Intersecciones con regulación de CEDA EL PASO en la vía menor

- Caso C1: Maniobras de cruce desde la vía menor
- Caso C2: Giros a la izquierda o a la derecha desde la vía menor
- Caso D: Intersecciones con regulación de semáforos
- Caso E: Intersecciones con regulación de PARE en todos los accesos
- Caso F: Giros a la izquierda desde la vía mayor

Para un estudio completo de cada una de estas situaciones, se recomienda al lector consultar la AASHTO 2001 (19). A continuación se desarrollan, con base en esta referencia, los dos casos que a nuestro juicio son los de mayor interés para analizar la localización de los accesos sin regulación de semáforos, en un tramo vial.

a. Visibilidad en intersecciones con regulación de pare en la vía menor

Para analizar esta situación, se considera que el conductor de un vehículo detenido en la vía menor, presto a realizar una de las maniobras: girar a la izquierda, girar a la derecha o cruzar la vía principal debe tener, en las esquinas, unas áreas libres de cualquier obstrucción, que le permitan ver, a una distancia apropiada, los vehículos que se acercan por la derecha o por la izquierda. Estas áreas son denominadas triángulos de visibilidad, los cuales se ilustran en la figura 3-24.

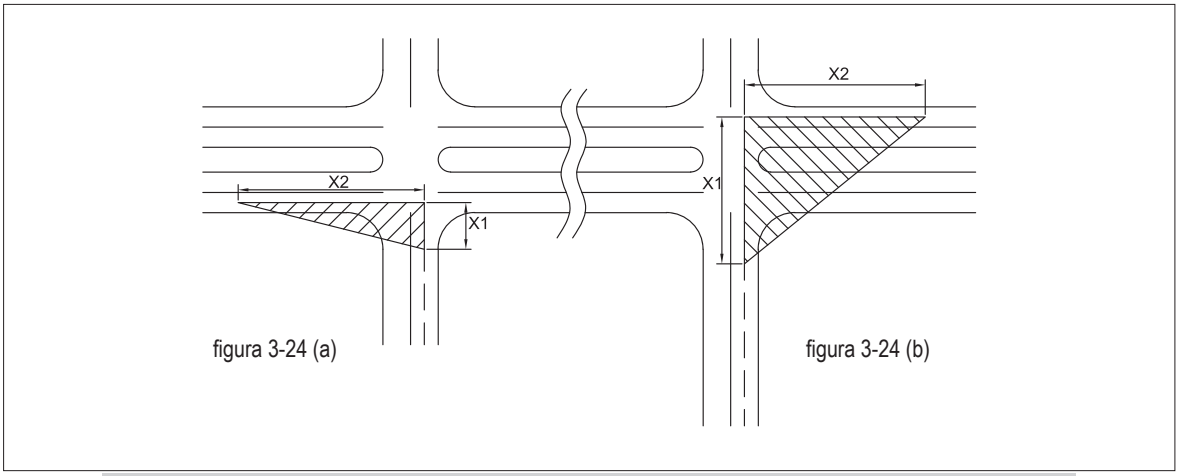


Figura 3-24 Ilustración de los triángulos de visibilidad en una intersección regulada por señal de PARE en la vía menor
Fuente: Información de conocimiento general

Los elementos de estos triángulos se determinan de la siguiente manera:

Para el triángulo de visibilidad, para la visual hacia los vehículos que llegan por la izquierda (figura 3-24a), el lado X1 es la distancia entre el eje del canal más cercano del tráfico que llega por la izquierda y la proyección horizontal del ojo del conductor: ½ canal + 2 a 3 m (distancia entre el borde de la calzada y el parachoque del vehículo) + 2,4

m (distancia entre el borde del parachoque del vehículo y la proyección horizontal del conductor). Si tenemos canales de 3,60 m, la distancia X1 sería: 1,80 + 2 + 2,40 = 6,20 m, y preferiblemente: 1,80 + 3 + 2,40 = 7,20 m.

Para el triángulo de visibilidad, para la visual hacia los vehículos que llegan por la derecha (figura 3-24b), el lado X1 es la distancia entre el eje del canal más cercano del tráfico que llega por la derecha y la proyección horizontal del ojo del conductor. Si se trata de una carretera no dividida de dos canales de 3,60 m, la distancia X1 es: 3,60 + 1,80 + 2 + 2,40 = 9,80 m, y preferiblemente: 3,60 + 1,80 + 3 + 2,40 = 10,80 m.

El lado X2 es la llamada distancia de decisión, la cual es definida por la AASHTO 2001 (20) como la distancia requerida por un conductor para detectar una fuente de información inesperada o una condición difícil de percibir, y que pueda estar visualmente colmatada, reconocer la condición o su tratamiento potencial, seleccionar una velocidad y trayectoria adecuadas e iniciar y completar la maniobra en forma segura y eficiente. Esta distancia es sustancialmente mayor que la distancia de visibilidad de parada, lo cual asegura que la intersección funcione de una manera fluida, de tal manera que los conductores, en la vía menor, esperen hasta que puedan proseguir con seguridad y sin forzar a que los vehículos en la vía mayor tengan que detenerse. La distancia de decisión, por ser mayor que la distancia de visibilidad de parada, ofrece a los conductores de la vía mayor un margen de error adicional y les proporcionan suficiente longitud para maniobrar sus vehículos a la misma o reducida velocidad, en lugar de tener necesariamente que detenerse.

Para calcular esta distancia se consideran diferentes casos:

Caso B1: **Giros a la izquierda desde la vía menor**

$X2 = V/3{,}6 * t_g$……..

Donde:

X2 = Distancia de decisión (m)

V = Velocidad de diseño (km/h) de la vía mayor. Si no se conoce este valor, se puede tomar la velocidad de operación o, lo que es lo mismo, el percentil 85 de la velocidad de marcha en un punto alejado de la intersección.

t_g = Tiempo (s) correspondiente a la brecha de aceptación para los conductores que desde la vía menor van a realizar la maniobra de giro a la izquierda.

Para determinar la brecha de aceptación, la AASHTO 2001 utiliza los valores mostrados en la tabla 3-14, los cuales dependen del vehículo de diseño, pero no de la velocidad.

Tabla 3-14. Brechas de aceptación para giros a la izquierda desde la vía menor

Vehículo de diseño	Brecha de aceptación (s)
Carros de pasajeros	7,5
Camiones unitarios	9,5
Camiones articulados	11,5

Notas:
1 Las brechas de aceptación indicadas son para un vehículo detenido que desea girar a la izquierda en una carretera no dividida de dos canales y con pendiente igual o menor a 3%.
2 En carreteras multicanales de dos o más canales por sentido, agregar 0,5 segundos a los carros de pasajeros y 0,7 segundos a los camiones, por cada canal por encima de uno, del tráfico que llega por la izquierda, que será cruzado por el vehículo que gira a la izquierda.
3 Si la pendiente en la vía menor es superior a 3%, añadir 0,2 segundos a los valores de la tabla, por cada uno por ciento. Este ajuste se aplica solamente cuando las ruedas traseras quedan en la pendiente superior a 3% cuando el vehículo está detenido en la línea de pare.

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-54, p. 664.

Como ejemplo, supongamos que la vía mayor es una carretera no dividida de dos canales de 3,60 m, con velocidad de diseño de 80 Km/h; el vehículo de diseño es el carro de pasajeros; la pendiente de la vía menor es 3%. Según la tabla 3-14, la brecha de aceptación, para un vehículo que desea girar a la izquierda desde la vía menor, es 7,5 segundos, y la distancia de decisión se calcula por X2 = 80/3,6 * 7,5 = 167 m.

Si en lugar de 3%, la pendiente de la vía menor es 5%, entonces la brecha de aceptación es 7,5 + 0,2*5 (según nota 3) = 8,5 segundos, y la distancia de decisión es X2 = 80/3,6 * 8,5 = 189 metros.

Generalmente, se calcula la distancia de decisión (distancia X2) considerando carros de pasajeros pero, cuando en la vía menor existe un volumen apreciable de camiones, deberá utilizarse el valor correspondiente, según se trate de camiones unitarios o articulados.

En carreteras no divididas, o en las divididas con divisorias angostas, que no permitan que un vehículo se pueda detener en la misma para realizar la maniobra en dos etapas, la distancia X2, para el triángulo de visibilidad para el tráfico que llega por la izquierda (figura 3-24a), es igual que la distancia X2 para el tráfico que llega por la derecha (figura 3-24b); y para el número de canales a cruzar se debe toma el número de canales de la calzada del tráfico que llega por la izquierda más el ancho de la divisoria central considerado como un número equivalente de canales. Por ejemplo, si se tiene una carretera dividida de dos canales de 3,60 m por sentido y una divisoria de 5,4 metros, el número de canales a cruzar es 2 + 5,4/3,6 = 2 + 1.5 = 3,5 canales.

En carreteras divididas, con divisoria central con un ancho tal que permita que el vehículo de diseño se pueda detener en la misma, y que quede aproximadamente un metro libre en cada extremo del mismo, la distancia X2, para el triángulo de visibilidad del tráfico que llega por la izquierda, se puede considerar igual al valor calculado para el caso B2, el cual se describe más abajo. Mientras que la distancia X2, para el triángulo del tráfico que llega por la derecha, se determina considerando que el vehículo se detiene en la divisoria, y se calcula con la brecha de aceptación de la tabla 3-14, tomando como ancho a cruzar el número de canales del tráfico que llega por la derecha.

Cuando el vehículo de diseño es un vehículo grande, por ejemplo un camión articulado, y la divisoria central no es suficientemente grande como para almacenar a este vehículo, pero sí lo suficientemente ancho como para proteger a un vehículo más pequeño (un camión unitario o un carro de pasajeros), entonces se debe realizar un doble chequeo para determinar los triángulos de visibilidad. En primer lugar se determina la distancia X2 del triángulo correspondiente al tráfico que llega por la izquierda, se trabaja con el vehículo de diseño para entrar a la tabla 3-14, tomando como ancho a cruzar el número de canales de la calzada del tráfico que llega de la izquierda mas el ancho de la divisoria central (en número de canales equivalentes). Luego se calcula esta distancia X2 considerando el vehículo siguiente de menor longitud, pero se determina el triángulo colocando este vehículo en la divisoria central.

Caso B2: giros a la derecha desde la vía menor

En este caso, el triángulo de visibilidad es el que corresponde a la calzada del tráfico que llega por la izquierda (Fig. 3-24a). La distancia X1 es la misma calculada para el caso B1. La distancia X2 se calcula como:

$$X2 = V/3{,}6 * t_g \quad \text{.....}$$

Donde:

X2 = Distancia de decisión (m)

V = Velocidad de diseño (km/h) de la vía mayor. Si no se conoce este valor, se puede tomar la velocidad de operación o, lo que es lo mismo, el percentil 85 de la velocidad de marcha en un punto alejado de la intersección.

t_g = Tiempo (s) correspondiente a la brecha de aceptación para los conductores que desde la vía menor van a realizar la maniobra de giro a la derecha.

Para determinar la brecha de aceptación, la AASHTO 2001 utiliza los valores mostrados en la tabla 3-15, los cuales dependen del vehículo de diseño, pero no de la velocidad.

Tabla 3-15. Brechas de aceptación para giros a la derecha desde la vía menor

Vehículo de diseño	Brecha de aceptación (s)
Carros de pasajeros	6,5
Camiones unitarios	8,5
Camiones articulados	10,5

Notas:
1 Las brechas de aceptación indicadas son para un vehículo detenido, que desea girar a la derecha, en una carretera con pendiente igual o menor a 3%.
2. Si la pendiente en la vía menor es superior a 3%, añadir 0,1 segundos a los valores de la tabla, por cada uno por ciento. Este ajuste se aplica solamente cuando las ruedas traseras quedan en la pendiente superior a 3% cuando el vehículo está detenido en la línea de pare.

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets,* 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-57, p. 668.

Caso B3: Maniobra de cruce desde la vía menor

Según la AASHTO 2001, la mayoría de las veces, los triángulos de visibilidad determinados para los casos B1 y B2 proporcionan suficiente visibilidad a los vehículos que cruzan desde la vía menor. Sin embargo, se aconseja hacer los cálculos, para determinar el triángulo de visibilidad para el cruce, cuando se presenta alguna de las siguientes situaciones:

- No se permiten giros a la izquierda o a la derecha desde la vía menor, y la única maniobra legal es la de cruce.
- El ancho equivalente a cruzar es mayor de seis canales.
- Cuando existen volúmenes sustanciales de camiones, que realizan la maniobra de cruce, unido a altas pendientes, de tal manera que obligan a reducir su velocidad mientras permanecen en el área física de la intersección.

Para determinar los triángulos de visibilidad, la distancia X1 es la misma calculada para el caso B1. Para calcular la distancia X2 se hacen las mismas consideraciones, en cuanto al ancho de la divisoria central, que para el caso B2, tomando como brecha de aceptación los valores indicados en la tabla 3-16.

Tabla 3-16. Brechas de aceptación para maniobras de cruce desde la vía menor

Vehículo de diseño	Brecha de aceptación (s)
Carros de pasajeros	6,5
Camiones unitarios	8,5
Camiones articulados	10,5

Notas:
1 Las brechas de aceptación indicadas son para un vehículo detenido, que desea realizar la maniobra de cruce, en una carretera no dividida de dos canales y con pendiente igual o menor a 3%.
2 En carreteras multicanales con más de dos canales agregar 0,5 segundos a los carros de pasajeros y 0,7 segundos a los camiones, por cada canal a ser cruzado, por encima de dos, tomando en cuenta también el ancho equivalente de una divisoria central angosta que no pueda almacenar al vehículo de diseño.
3 Si la pendiente en la vía menor es superior a 3%, añadir 0,1 segundos a los valores de la tabla, por cada uno por ciento. Este ajuste se aplica solamente cuando las ruedas traseras quedan en la pendiente superior a 3% cuando el vehículo está detenido en la línea de pare.

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets,* 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-57, p. 668.

Caso F: Giros a la izquierda desde la vía mayor

Este caso se ilustra en la figura 3-25.

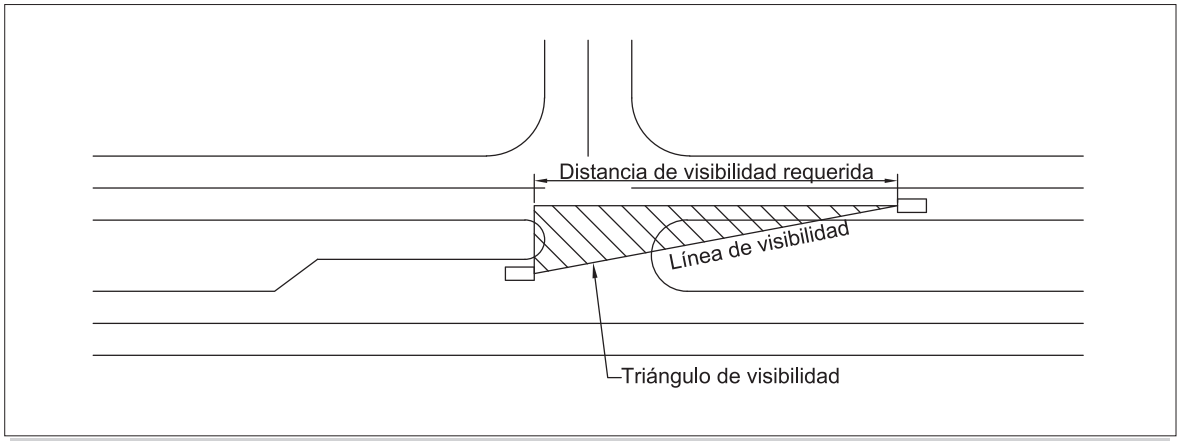


Figura 3-25 Ilustración del área de visibilidad para giros a la izquierda desde la vía mayor
Fuente: Información de conocimiento general

Considerando un vehículo detenido en la vía mayor, presto para realizar la maniobra de giro a la izquierda, la distancia de visibilidad requerida se calcula por:

Distancia de visibilidad requerida (m) = $V/3,6 * t_g$

Donde:

V = Velocidad de diseño (km/h) de la vía mayor. Si no se conoce este valor se puede tomar la velocidad de operación o, lo que es lo mismo, el percentil 85 de la velocidad de marcha en un punto alejado de la intersección.

t_g = Tiempo (s) correspondiente a la brecha de aceptación para los conductores que desde la vía mayor van a realizar la maniobra de giro a la izquierda.

Para determinar la brecha de aceptación, la AASHTO 2001 utiliza los valores mostrados en la tabla 3-17, los cuales dependen del vehículo de diseño, pero no de la velocidad.

Tabla 3-17. Brechas de aceptación para giros a la izquierda desde la vía mayor

Vehículo de diseño	Brecha de aceptación (s)
Carros de pasajeros	5,5
Camiones unitarios	6,5
Camiones articulados	7,5

Nota:
Cuando el vehículo que gira cruza más de un canal de tráfico opuesto, agregar 0,5 segundos a los carros de pasajeros y 0,7 segundos a los camiones, por cada canal a ser cruzado por encima de uno.

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D.C.: AAHSTO, 2001), figura 9-66, p. 678.

Se debe tener especial cuidado de chequear la visibilidad en vías divididas, pues la divisoria central puede contener elementos que representan obstáculos. Así mismo, los vehículos opuestos, que también giran a la izquierda, pueden interferir en la visual del conductor.

Las distancias calculadas para los casos estudiados, junto con los triángulos de visibilidad, se utilizan para determinar si existe o no la suficiente visibilidad en una intersección ya existente o en proyecto.

Se deben realizar chequeos, tanto en el plano horizontal como en el vertical. Para ello, normalmente se dibuja un perfil a lo largo de la visual del conductor en cada situación, para lo cual el ojo del conductor del vehículo en consideración se toma como 1,080 m para carros de pasajeros y 2,330 m para camiones, y la altura del objeto es de 1,080 m.

Cualquier objeto cuya altura sea superior al indicado en el perfil de la visual, debe ser removido o rebajado. Estos objetos pueden incluir: edificaciones, vehículos estacionados, estructuras, elementos de señalización vertical y otros del mobiliario de la vía, árboles, etc.

Si los obstáculos a la visual no se pueden eliminar, rebajar o relocalizar, en intersecciones existentes, habrá que considerar la posibilidad de colocar señales reglamentarias para regular la velocidad, o la utilización del elemento de regulación de tránsito más apropiado, incluyendo la semaforización.

Cuando estamos en la etapa de planificación, o de proyecto, el análisis de la visibilidad ayudará a encontrar la mejor localización de los accesos.

3.4 Otros criterios de seguridad

Además de los criterios que se han definido en las secciones anteriores, relacionados con las áreas funcionales y de influencia, existen otros factores que pueden contribuir a una mejor localización de los accesos no semaforizados. Uno de ellos es el relacionado con la ocurrencia de accidentes que tengan como causa la cercanía de los accesos, lo cual está muy ligado al concepto que generalmente se esgrime de que, para mejorar la seguridad del tráfico, peatones y ciclistas en las intersecciones, una medida muy efectiva es la separación de las áreas de conflicto.

En la tabla 3-18 se muestra las tasas relativas de choques en función del espaciamiento promedio de accesos no semaforizados en un lado de la vía (y asumiendo que en el otro lado existe el mismo número de accesos), tomando como separación de referencia 320 metros.

Tabla 3-18. Tasa relativa de choques

Espaciamiento promedio de accesos no semaforizados, en un lado de la vía (m)	Tasa relativa de choques
320	1.0
160	1.4
107	1.8
80	2.1
64	2.4
54	3.0
46	3.5

Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), tabla 9-4, p. 150.

3.5 Despeje en las esquinas

El criterio de despeje en las esquinas se aplica fundamentalmente al caso de intersecciones de una vía de mayor jerarquía con una menor, como el caso de una arterial con una colectora. En la vía mayor se deben hacer esfuerzos para que los accesos se localicen fuera del área funcional de la intersección, es decir, en la ventana de accesos. En la colectora también se procurará que los accesos se localicen en su ventana de accesos, sin embargo, como se ha indicado anteriormente, en estas vías generalmente se es menos rígido para el cumplimiento de este criterio.

Con la aplicación del criterio de despeje en las esquinas, se persigue que los accesos se ubiquen lo más alejado posible de la intersección, de tal manera que los ingresos y egresos de vehículos no interfieran con las maniobras que se realizan en las áreas funcionales y de influencia. Por otro lado, este criterio también toma en consideración el efecto sobre el tráfico propio de los accesos.

En la figura 3-26 se ilustra la intersección de una vía mayor con una menor. En el afluente de llegada de la vía menor se indica la zona de despeje respecto a la esquina de la intersección.

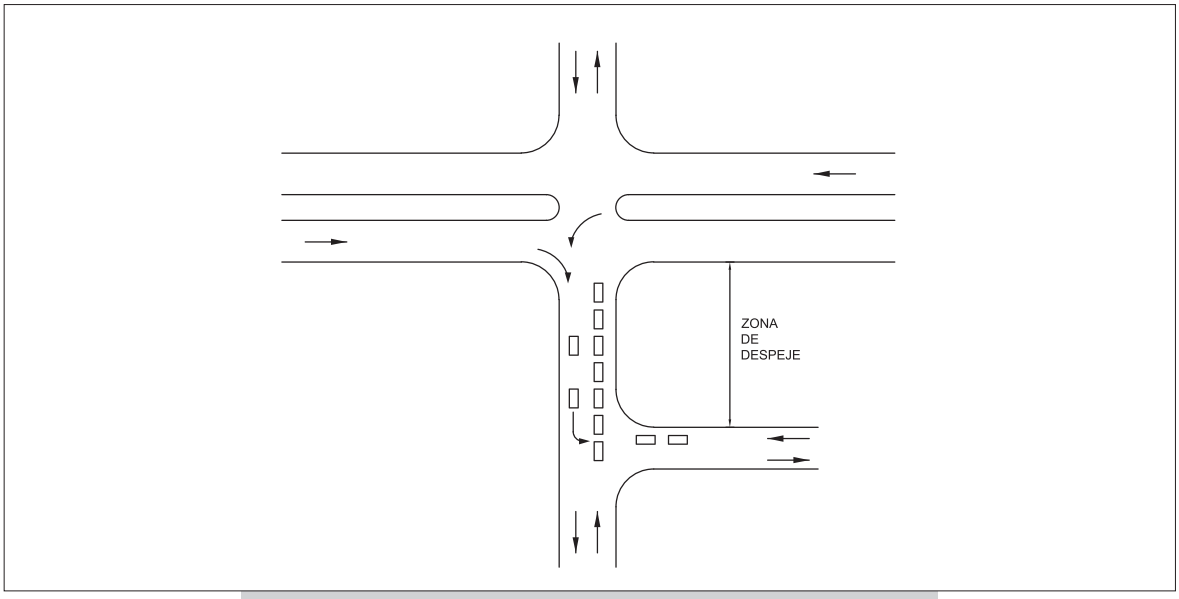


Figura 3-26 Zona de despeje en el afluente de llegada
Fuente: Información de conocimiento general

Si el tráfico está regulado por una señal de pare o por semáforo, en la vía menor se formará una cola de espera. La zona de despeje de un acceso transversal a esta vía menor debe ser mayor que la cola máxima esperada, pues de lo contrario el tráfico en el mismo quedará bloqueado.

Si la vía menor tiene regulación de Pare o de semáforo, la tabla 3-19 muestra la probabilidad de que un enlace transversal a esta vía menor quede bloqueado.

Tabla 3-19. Despeje mínimo de esquina (1), (2), en un acceso de la vía menor en una intersección con una vía mayor

Factor de utilización (3)	Probabilidad, en porcentaje, de que el número de vehículos en la calle (o longitud en metros) será igual o menor que el número indicado (o longitud indicada).									
	1 (7,5 m)	2 (15 m)	3 (22,5 m)	4 (30 m)	5 (37,5 m)	6 (45 m)	7 (52,5 m)	8 (60 m)	9 (67,5 m)	10 (75 m)
≤ 0,20	99									
0,25	98									
0,30	97	99								
0,35	95	98								
0,40	94	97	99							
0,45	91	96	98	99						
0,50	88	94	97	99						
0,55	83	91	95	97	98	99				
0,60	64	87	92	95	97	98				
0,65	72	82	88	92	95	97	98			
0,70	66	76	83	88	92	94	96	97		
0,75	57	69	76	82	87	90	92	94	96	97
0,80 (4)	49	59	67	74	79	83	87	89	91	93
0,85 (4)	39	48	56	62	68	73	77	80	83	86
0,90 (4)	27	34	41	47	52	57	61	65	69	72
0,95 (4)	14	19	23	26	30	34	37	40	43	46

Notas:

1. Medido desde la línea de Parada hasta el borde cercano de la conexión de acceso.
2. Si los camiones y autobuses exceden 5% del tráfico, las distancias mínimas deben incrementarse aplicando los siguientes factores:

% De camiones y autobuses, L	Factor de ajuste
5% ≤ L < 10%	1,3
10% ≤ L < 15%	1,5
15% ≤ L < 20%	1,7
20% ≤ L	2,0

3. Factor de utilización = volumen del acceso por canal (veh/h) dividido por la capacidad por canal (veh/h) = v/c.
4. Cuando el factor de utilización excede 0,80, el sistema llega a ser inestable y largas colas prevalecen por largos períodos de tiempo.

Fuente: Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2a. ed. (Washington D. C: Institute of Transportation Engineers, 2002), tabla 6-5, pp. 6-29.

Cuando los conductores giran a la derecha o a la izquierda, desde la vía mayor hacia la menor, requieren de un cierto tiempo para completar la maniobra, por lo tanto, es conveniente que cualquier acceso transversal sobre la vía menor se localice de tal manera que este tiempo transcurra antes de que tengan que encarar el tráfico de dicho acceso. La maniobra de giro es más compleja cuando se gira a la izquierda desde la vía mayor, debido a que los conductores realizan la maniobra sin una guía bien definida, y deben ajustar simultáneamente su velocidad, trayectoria y cambio de dirección. En la figura 3-27 se ilustra la intersección de una vía mayor con una menor. En el afluente de salida se indica la zona de despeje respecto a la esquina de la intersección.

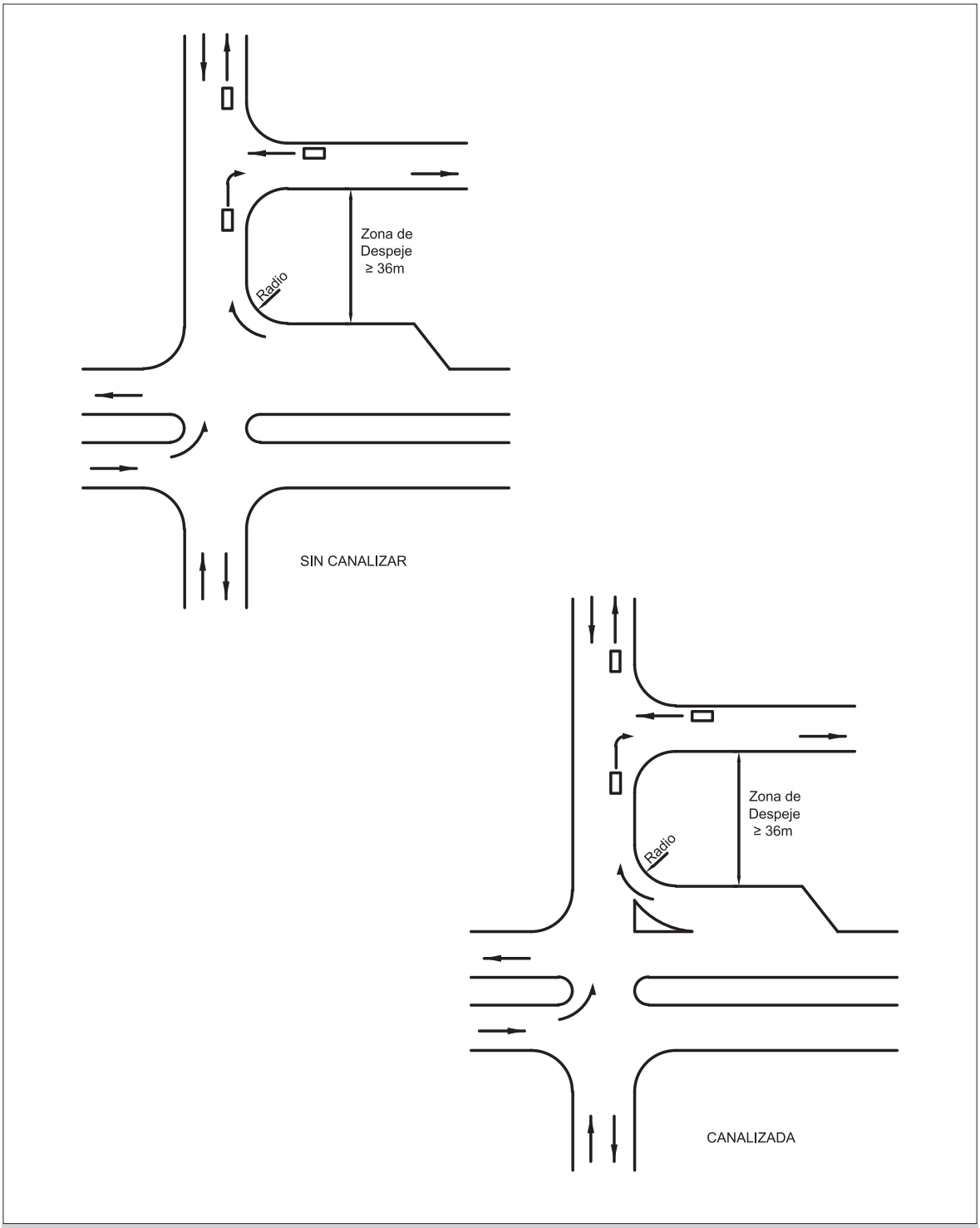


Figura 3-27 Zona de despeje respecto a la esquina de la intersección en el afluente de salida
Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), figura 9-11, p. 158.

La zona de despeje, en el afluente de salida de la vía menor, se puede determinar según los valores de la tabla 3-20.

Tabla 3-20. Despeje de esquina corriente abajo en calles transversales menores

Intersecciones sin canalizadas	
Radio	**Despeje (m)**
Todos	≥ 36

Intersecciones canalizadas	
Radio (m)	**Despeje (m)**
15	61
23	70
30	84

Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), figura 9-11, p. 158.

3.6 Criterio de solape de conflictos de giro a la derecha

Este criterio se aplica en un tramo en donde existen varios accesos consecutivos con espaciamientos cortos, tal como se muestra en la figura 3-28.

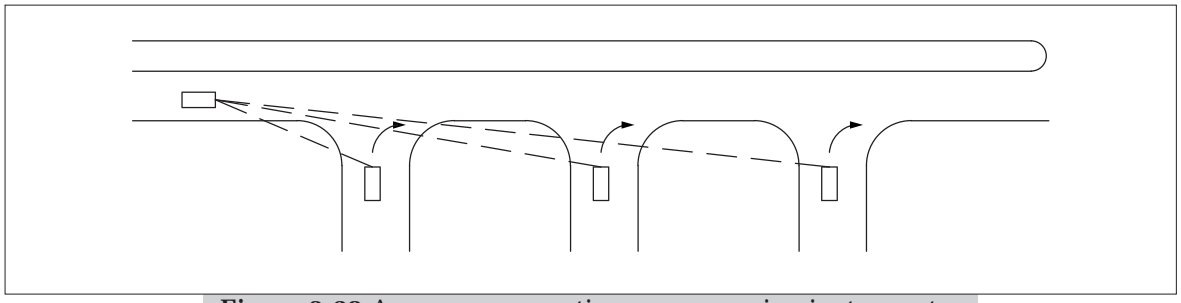


Figura 3-28 Accesos consecutivos con espaciamientos cortos
Fuente: Información de conocimiento general

En estos casos, cuando los vehículos giran a la derecha desde los accesos, para incorporarse a la vía principal, puede ocurrir que los conductores en los canales de tráfico directo en la vía principal deban monitorear más de un acceso a la vez, y entonces se dice que existe un solape de giro a la derecha. Si los accesos están suficientemente separados, se simplifica la tarea de los conductores y se reduce el riesgo de choques.

Cuando un vehículo que está parado en un acceso gira a la derecha, para incorporarse a la vía principal, lo hace acelerando, mientras que un vehículo en el canal exterior de la vía principal comienza a decelerar desde la intersección anterior, resultando una diferencia de velocidades entre el vehículo que se incorpora y el que sigue directo. Si los accesos consecutivos están muy poco espaciados, ocurre que los conductores tienen que monitorear dos o más accesos a la vez, y las maniobras de aceleración y deceleración se solapan, creando confusión, desmejorando la operación del tráfico e incrementándose la probabilidad de ocurrencia de accidentes.

La tabla 3-21 muestra los espaciamientos mínimos entre accesos para que un conductor en el canal directo monitoree un solo acceso a la vez.

Tabla 3-21 Espaciamientos mínimos para impedir el solape de maniobras de giro a la derecha

Velocidad (km/h)	Espaciamiento mínimo (m)
48	56
56	75
64	91
72	107

Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), tabla 9-7, p. 152.

Por ejemplo, para una velocidad de 72 Km/h, el espaciamiento mínimo para monitorear un solo acceso a la vez es de 107 m. Si la separación promedio entre accesos es de 54 m, el conductor tiene que monitorear dos accesos a la vez (107/54 = 2), y si la separación promedio es de 36 m, debe monitorear tres accesos a la vez (107/36 = 3).

3.7 Capacidad de egreso

Cuando los accesos a una vía están espaciados con distancias muy cortas, los conductores que tratan de ingresar a la vía principal, mediante un giro a la derecha o un giro a la izquierda, pueden ver impedida o restringida su maniobra por vehículos que están realizando la misma maniobra en un acceso muy cercano, y por lo tanto se restringe la capacidad de egreso.

La capacidad de egreso de los accesos sin semáforo, para el ingreso a la vía principal, aumenta a medida que se incrementa el espaciamiento. Este incremento continúa hasta un valor máximo cuando este espaciamiento llega a ser 1,5 veces la distancia que toma acelerar desde la situación de parada hasta la velocidad promedio del tráfico en

la vía principal. La tabla 3-22 muestra el espaciamiento que maximiza la capacidad de egreso de vehículos particulares.

Tabla 3-22. Espaciamiento entre accesos sin semáforo para maximizar la capacidad de egreso, para el caso de vehículos particulares

Velocidad (km/h)	Espaciamiento mínimo de accesos (m)
20	30
30	45
40	75
50	115
60	175
70	235
80	330
90	450

Fuente: Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2a. ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), tabla 6-3, pp. 6-22.

3.8 Consideraciones sobre las parcelas adyacentes a la vía

El tamaño y la forma de las parcelas adyacentes a la vía, condicionan la localización y diseño de los accesos. Cuando las parcelas son bastante grandes y regulares existe más flexibilidad para la localización de los accesos; se hace relativamente fácil aplicar el criterio de localización en la ventana de accesos; y se puede lograr que las intersecciones semaforizadas mantengan espaciamientos regulares, compatibles con una buena progresión del tránsito.

Las parcelas grandes y regulares también, en general, permiten incorporar gargantas largas, para separar y conseguir un buen diseño de la intersección de la conexión de acceso con la vía principal, y de la conexión con el sistema de circulación interno del desarrollo a localizarse en la parcela, con lo cual se facilita una operación eficiente y segura de las vías públicas y del sistema de circulación interno del desarrollo a localizarse en la parcela.

En cambio, en las parcelas pequeñas, es difícil obtener espaciamientos apropiados entre los accesos, y su diseño generalmente resulta muy restringido.

En el caso extremo de parcelas muy pequeñas, dedicadas a viviendas unifamiliares, o a comercios al detal o establecimientos similares, es totalmente inaceptable permitir conexiones directas con vías arteriales. En cambio, es totalmente compatible en las colectoras y locales.

Así mismo, en parcelas dedicadas a generadores pequeños de tráfico, son compatibles los accesos directos a una colectora, pero no a una arterial. Cuando se requiera la conexión con una vía arterial, se debe utilizar una colectora para combinar los flujos de tráfico desde varios desarrollos comerciales, para conducirlos hacia la arterial.

En los casos de parcelas con poca profundidad, así como cuando se tienen edificaciones muy cercanas al borde de la vía, donde existe multiplicidad de propietarios, y donde existe limitación en el derecho de vía, es muy difícil conseguir un buen diseño de los accesos.

Cuando se tienen parcelas pequeñas o intermedias, a las cuales se les quiere proporcionar acceso a través de vías arteriales, en primer lugar se debe explorar la posibilidad de alternativas de acceso a través de otras vías de menor jerarquía. Si esto no es posible, el ingeniero debe analizar otras propuestas de solución, tales como las vías de servicio adyacentes a la vía principal, o vías separadas trazadas por la parte posterior de las parcelas, o permitir la circulación entre parcelas. Otra solución que se puede estudiar es la de consolidar dos parcelas adyacentes, o un grupo de varias parcelas, con una sola conexión de acceso.

En el capítulo 6 del texto se describen algunas medidas para aminorar los impactos negativos de las conexiones de accesos.

Referencias bibliográficas

(1) *Driveway Handbook*, Systems Planning Office, State of Florida, Department of Transportation (Tallahassee, Florida: 2005), p. 48.

(2) *Pedestrian Facilities Users Guide, Providing Safety and Mobility*, Publication Nº FHWA-RD-01-102, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (McLean, Virginia: 2002), p. 59.

(3) *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), pp. 3-11.

(4) Vergil G. Stover, *Access Control Issues Related to Urban Arterial Intersection Design*, Transportation Research Record Nº 1385 (Washington, D. C.: Transportation Research Board, 1993), pp. 22-31.

(5) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 56-57, 66-72.

(6) República de Venezuela, Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Dirección General de Vialidad Terrestre, Dirección de Estudios y Proyectos, *Normas para el proyecto de carreteras*, (Caracas: Fondo de Publicaciones Juan Manuel Cagigal, 1985), pp. 25-30.

(7) Pedro José Andueza Saavedra, Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, *El diseño geométrico de carreteras*, (Mérida, Venezuela: Talleres Gráficos Universitarios, 1994), pp. 165-172.
(8) *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Borrad, Nacional Research Council, (Washington, D. C.: Transportation Research Board, 2000).
(9) Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2ª ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), pp. 4-9 a 4-14.
(10) *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), pp. 123-128.
(11) *Ibid*, pp. 132-134.
(12) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 2-3 y 110-111.
(13) *Ibid*, pp. 111-114.
(14) Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2ª ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), pp. 5-41 a 5-42.
(15) *Ibid*, pp. 5-42 a 5-43.
(16) Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, 2ª ed. (Washington D. C.: Institute of Transportation Engineers, 2002), pp. 6-5 a 6-9.
(17) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 733-735.
(18) *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), pp. 153-154.
(19) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 654-683.
(20) *Ibid*, pp. 115-117.

Regulación del tránsito en las intersecciones

capítulo

4

En esta parte del texto, se estudiarán las formas más comunes de regulación del tránsito: mediante el uso de señales de Pare o de ceda el Paso, o con el empleo de semáforos.

4.1 Regulación del tránsito en las intersecciones

En las intersecciones a nivel, la separación temporal es el criterio básico de separación de los conflictos, complementado en determinados casos por una separación de carácter espacial.

Para llevar a cabo la separación temporal, los conflictos se evitan deteniendo los vehículos de una corriente que se acerca a la intersección, para que pasen los de otra corriente.

El objeto de la regulación es definir, orientar, prevenir o exigir a los conductores en las corrientes que se deben detener, en qué momento hacerlo y cuánto tiempo debe durar la detención.

Existen varios niveles de regulación según la contundencia y los métodos empleados:

1. Nivel 1: Intersecciones sin regulación.
2. Nivel 2: Intersecciones reguladas con señales de Pare o de Ceda el Paso.
3. Nivel 3: Intersecciones reguladas con semáforos o mediante la intervención de la policía vial o de agentes de tránsito.

4.1.1 Intersecciones sin regulación

En vías urbanas, suburbanas y rurales, con muy bajos volúmenes de tránsito, en donde no existe ningún tipo de señalización, los conductores generalmente se guían por las llamadas "reglas de la vía" para decidir quién tiene el derecho de paso y quién se debe detener para ceder el paso al vehículo en la corriente en conflicto.

En algunas leyes y reglamentos de tránsito, así como en algunos estándares sobre la operación de las vías, se establecen o se describen algunos criterios para la aplicación de las reglas de la vía. A continuación, se mencionan algunos de estos criterios, según diferentes fuentes de información:

Normativa española:

En la ley de tránsito española se establece que, en defecto de una señal que regule la preferencia de paso, el conductor está obligado a cederlo a los vehículos que se aproximen por su derecha, salvo en los siguientes supuestos (1):

a. Tendrán derecho de preferencia de paso los vehículos que circulen por una vía pavimentada frente a los procedentes de otra sin pavimentar.
b. Los vehículos que circulen por rieles tienen derecho de prioridad de paso sobre los demás usuarios.
c. En las glorietas, los que se hallen dentro de vías circulares tendrán preferencia de paso sobre los que pretendan entrar en aquéllas.
d. Reglamentariamente se podrán establecer otras excepciones.

Código Uniforme de Vehículos de Estados Unidos:

En Estados Unidos, en el Código Uniforme de Vehículos (UVC, por sus siglas en inglés: Uniform Vehicle Code) se indica lo siguiente (2):

a. Cuando dos vehículos se acerquen o entren a una intersección desde diferentes vías, en aproximadamente el mismo momento, el conductor del vehículo que llega por la izquierda debe ceder el paso al vehículo que llega por la derecha.
b. La regla de derecho de paso establecida en el párrafo anterior se modifica cuando se trata de vías preferenciales respecto a las subordinadas.

Normas AASHTO:

En las normas de la AASHTO 2001 (3) se señala que, cuando no existen elementos de regulación del tránsito, el derecho de paso se asigna de acuerdo a las llamadas "reglas de la vía". La AASHTO indica que una regla básica de la vía, en estos casos, requiere que el vehículo de la izquierda ceda el paso al vehículo de la derecha, cuando los mismos llegan aproximadamente al mismo tiempo.

Ley de Tránsito y Transporte Terrestre de la República Bolivariana de Venezuela:

En el Reglamento de la Ley de Tránsito Terrestre de la República Bolivariana de Venezuela del año 1998 (4), existen varios artículos sobre la regulación del tránsito en intersecciones, a saber:

> **Artículo 263.** Todo vehículo que se aproxime a un cruce o intersección de vía por la derecha, deberá hacerlo a velocidad razonable y prudente, deteniéndose si fuese necesario, sin embargo, tendrá derecho preferente de paso, y el vehículo de la izquierda cederá el paso al vehículo que se acerque al cruce por la derecha. El conductor del vehículo de la izquierda reiniciará la marcha e ingresará a la intersección sólo cuando se asegure que no hay riesgo de accidente, en atención a la distancia, visibilidad y velocidad de los otros vehículos que se aproximen por la derecha.

Este derecho preferente de paso no regirá en los siguientes casos:

e. En aquellos cruces donde se haya determinado la preferencia mediante signos de pare o ceda el paso.
f. En las zonas rurales, donde tendrá preferencia el conductor del vehículo que circule por una vía principal con respecto al que se aproxime o llegue por una vía secundaria. Se entiende por vía principal la que tenga pavimento de concreto, asfalto, macadam definitivo o las que expresamente determine y señalice la autoridad competente.
g. Respecto a los vehículos que se vayan a incorporar a una zona de tránsito en rotación.

> **Artículo 264.** Las preferencias de paso en intersecciones de vía serán como sigue:
>
> 1. El vehículo que continúe en la vía por la cual circula tendrá preferencia de paso sobre los vehículos que vayan a entrar a dicha vía.
> 2. Cuando dos vehículos que marchen en sentido contrario lleguen a una intersección al mismo tiempo y deseen tomar la misma vía en el mismo sentido de circulación, tendrá preferencia de paso el vehículo que cruce a su derecha sobre el que cruce a su izquierda.
> 3. Cuando en una intersección a la cual concurran dos o más vías lleguen varios vehículos por dos o más de estas vías, la entrada a la intersección se efectuará alternativamente (uno y uno), es decir, avanzando un vehículo cada vez desde cada una de las vías. El orden de entrada se hará de derecha a izquierda a partir del vehículo que haya llegado primero a la intersección, o sea, que después de éste, avanzará el que le queda a su izquierda y así sucesivamente.

4. Cuando se interrumpa el tránsito de un canal en vías de varios canales, los vehículos que circulen por el canal adyacente permitirán que los vehículos que circulaban por el canal de tránsito interrumpido entren alternativamente con aquéllos (uno y uno) al canal adyacente.
5. La misma disposición se aplicará cuando por reducción del ancho de la vía disminuya el número de canales.
6. En intersecciones de vías extra urbanas, tendrán preferencia de paso los vehículos que circulen por las vías de mayor importancia. Por tanto, los vehículos que circulen por las vías de menos importancia sólo podrán entrar a la intersección después de comprobar que pueden hacerlo sin poner en peligro la seguridad del tránsito.
7. En caso de que todas las vías tengan la misma importancia, los conductores deberán disminuir la velocidad de sus vehículos y sólo podrán entrar a la intersección después de comprobar que pueden hacerlo sin poner en peligro la seguridad del tránsito.

Artículo 265. Los vehículos que circulen sobre rieles tienen preferencia de paso sobre los demás vehículos.

Artículo 266. En las redomas o glorietas, distribuidor de tránsito a nivel, los vehículos que se hallen dentro de la vía circular tendrán preferencia de paso sobre los que pretendan ingresar a ella.

Artículo 267. Los conductores tienen preferencia de paso para sus vehículos respecto de los peatones, salvo en los siguientes casos:
1. En los pasos para peatones debidamente señalizados.
2. Cuando vayan a girar con su vehículo para entrar en otra vía y haya peatones cruzándola, aunque no exista paso señalizado para estos.
3. Cuando el vehículo cruce por la orilla o margen de la vía donde estén circulando peatones que no dispongan de zona peatonal.
4. En las zonas peatonales cuando los vehículos las crucen por los pasos habilitados al efecto, los conductores tienen la obligación de dejar pasar a los peatones que crucen por ellas.
5. También deberán ceder el paso:
    a A los peatones que vayan a subir o hayan bajado de un vehículo de transporte de personas, en una parada señalizada como tal.
    b A las filas escolares o comitivas organizadas.

Artículo 268. Los conductores tienen preferencia de paso para su vehículo respecto de los animales, salvo en los siguientes casos:

1. En las cañadas o zonas de paso de animales debidamente señalizadas.
2. Cuando vayan a girar con su vehículo para entrar en otra vía y haya animales cruzándola aunque no exista paso para estos.
3. Cuando el vehículo cruce por la orilla o margen de la vía por donde estén circulando animales que no dispongan de zonas de paso de animales.

En resumen, de acuerdo a todas estas fuentes, se puede indicar que en una intersección donde no existan señales que regulen la asignación de paso preferencial, una regla básica de la vía señala que el conductor que llega por la izquierda debe ceder el derecho de paso al que llega por la derecha, cuando el vehículo de la derecha está llegando de forma tal que puede crear un peligro inminente al vehículo de la izquierda.

Otra regla básica indica que, en una vía cualquiera de una intersección, los vehículos que siguen directo tienen el derecho de paso en relación a los que giran.

Cuando no existe ningún tipo de regulación en una intersección, un factor primordial, que influye en la seguridad y en la operación eficiente, es la visibilidad que existe entre dos vehículos de corrientes conflictivas cuando se acercan.

En la figura 4-1 se muestra una intersección de cuatro ramas, de las vías "A" y "B". En uno de los cuadrantes existe un obstáculo con separaciones "a" y "b" respecto a las trayectorias de dos corrientes conflictivas.

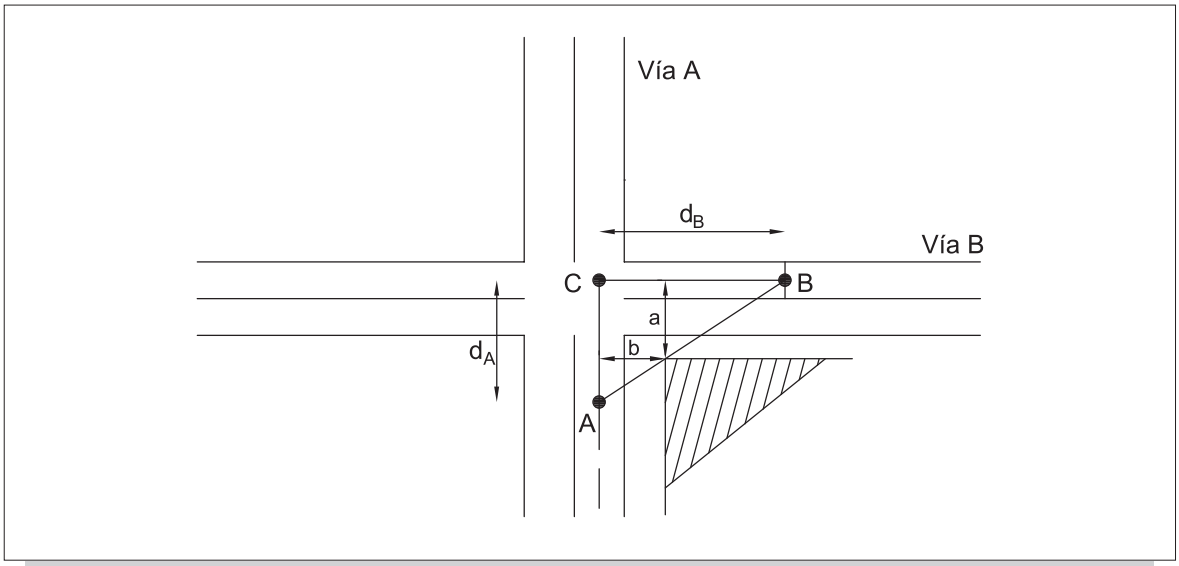


Figura 4-1 Intersección de 4 ramas. Triángulo de visibilidad
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, (Washington, D. C: AAHSTO, 1994), p. 698.

Cuando un vehículo en la vía A se encuentra en el punto A, puede ver a otro en la vía B, ubicado en el punto B. El punto potencial de conflicto se representa en la figura por el punto C.

Por triángulos semejantes, podemos formular las siguientes relaciones:
$(d_A - a)/(d_B - b) = d_A/d_B$

Despejando obtenemos:
$d_B = (b/(d_A - a))*d_A$ ..... (ec. 4-1)
$d_A = (a/(d_B - b))*d_B$ ..... (ec. 4-2)

Si las dos distancias d_A y d_B son mayores que las distancias de visibilidad de frenado DVF_A y DVF_B, de las vías A y B, respectivamente, cuyas velocidades de operación son, respectivamente, V_A y V_B, decimos que los dos vehículos se pueden observar simultáneamente en un punto tal que les permite frenar hasta detenerse o ajustar sus velocidades, para evitar tener una colisión en C.

Las distancias de visibilidad de frenado DVF, para una velocidad de operación V, se calcularon en el capítulo 3 del texto (ver tabla 3-11), y por conveniencia se repiten en la tabla 4-1.

Tabla 4-1. Distancia de visibilidad de frenado DVF (m)

Velocidad De operación, V (km/h)	DVF(m)
30	40
40	62
50	89
60	119
70	154
80	193
90	237
100	283
110	335

Fuente: Tabla 3-11 del capítulo 3

Supongamos, por ejemplo, que disponemos de los siguientes datos: $V_A = 60$ km/h; $V_B = 50$ km/h; a = 30 m; b = 36 m.

Según la tabla 4-1, obtenemos que: $DVF_A = 119$ m y $DVF_B = 89$ m.

Si asumimos que un vehículo en la vía A está localizado una distancia $d_A = 119$ m desde el punto de conflicto C, podemos aplicar la ec. 4-1 y obtenemos que $d_B = 48$ m, menor que la distancia de visibilidad de frenado de la vía B, $DVF_B = 89$ m; y decimos que la operación es insegura si los vehículos en las dos corrientes en conflicto circulan a la velocidad de operación.

Si entramos en la tabla 4-1, con la distancia de 48 metros en la segunda columna, encontramos en la primera una velocidad de 33,6 km/h, a la cual se le denomina la velocidad crítica de la vía B.

Si ahora asumimos que un vehículo en la vía B está localizado a una distancia d_B = 89 m desde el punto de conflicto C, podemos aplicar la ec. 4-1 y obtenemos que d_A = 50 m, menor que la distancia de visibilidad de frenado de la vía A, DVF_A = 119 m; y decimos que la operación es insegura si los vehículos en las dos corrientes en conflicto circulan a la velocidad de operación.

Si entramos en la tabla 4-1 con la distancia de 50 metros en la segunda columna, encontramos en la primera una velocidad de 34,5 km/h, a la cual se le denomina la velocidad crítica de la vía A.

En cada uno de los cuadrantes de la intersección se deben realizar los cálculos indicados en este ejemplo, para determinar la velocidad crítica en cada uno de los accesos del cuadrante respectivo. Si la velocidad crítica, en cualquier acceso de cualquier cuadrante, es menor que la velocidad de operación, entonces existe una condición suficiente para ejercer algún tipo de regulación en la intersección (pare, ceda el paso, semáforo).

Puede ocurrir que esta condición no se cumpla, es decir, que la velocidad crítica en todos los cuadrantes sea mayor que la velocidad de operación y, sin embargo, un estudio formal de tránsito, o el buen juicio del ingeniero, recomiende, mediante el análisis de otras condiciones, la aplicación de algún tipo de regulación.

A medida que aumentan los conflictos en la intersección, bien sea por el incremento de los volúmenes de tránsito, o por otras razones, algunas de las cuales son particulares de la intersección en estudio, el derecho de paso se hace más confuso, y se debe regular el mismo mediante señales de pare, ceda el paso, o el uso de semáforos (y/o la intervención de la policía vial y otros agentes de tránsito).

Cuando se coloca una señal de pare, se exige que los vehículos en los afluentes de la vía subordinada, a los cuales aplica, deben detenerse siempre y completamente, haya o no necesidad de detenerse, y deben esperar por una brecha segura y aceptable por ellos, en la(s) corriente(s) en conflicto de la vía preferente, para continuar su marcha.

Cuando se coloca una señal de ceda el paso, no se exige una detención completa, a menos que haya un vehículo en una corriente en conflicto en la vía preferente. Se exige que los vehículos en los afluentes de la vía subordinada, a los cuales aplica, deben reducir su velocidad o detenerse, para esperar una brecha segura y aceptable por ellos, en la(s) corriente(s) en conflicto de la vía preferente, para continuar su marcha.

El uso de pare o ceda el paso, en la vía subordinada, claramente asigna el derecho de paso a la vía preferente, en donde la corriente que circula por ella no se interrumpe en la intersección, excepto cuando hay giros a la izquierda, y quizás también, en algunos casos, cuando ocurren giros a la derecha.

La aplicación más común de las señales de pare y ceda el paso es en la forma denominada de dos direcciones. En este caso, los conductores en la vía subordinada

deben parar o ceder el paso, y el derecho de paso le corresponde a los vehículos en la vía preferente.

Cuando se trata de intersecciones con esviaje, todos los conceptos desarrollados considerando una intersección con ángulo recto son válidos, pero las condiciones de visibilidad son más difíciles, tal como se demuestra en la figura 4-2.

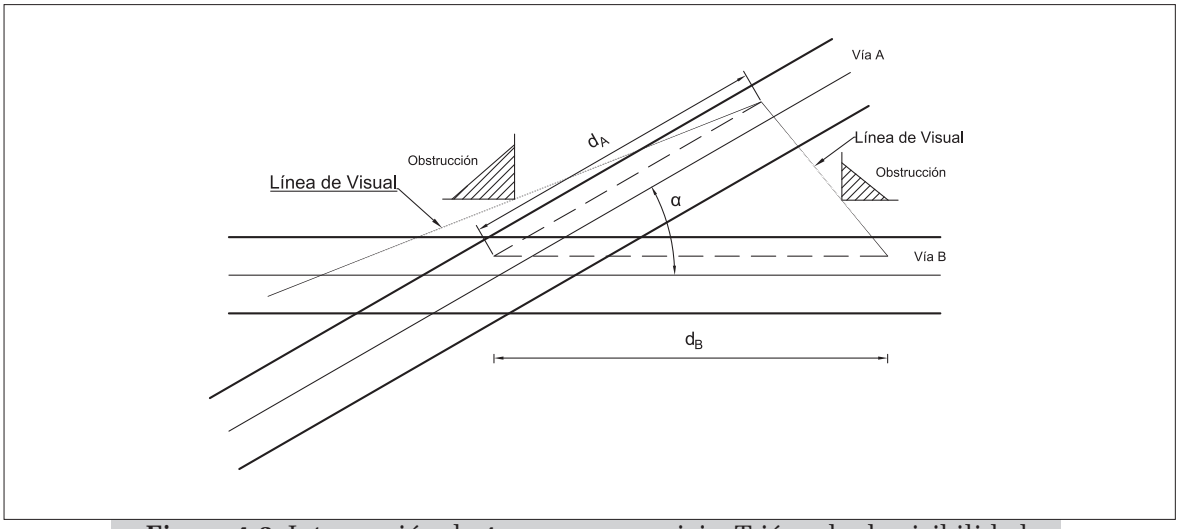


Figura 4-2 Intersección de 4 ramas con esviaje. Triángulo de visibilidad

En este caso, las distancias d_A y d_B, calculadas según las ecuaciones 4-1 y 4-2, deben modificarse, tomando en cuenta el ángulo α.

4.1.2 Intersecciones reguladas con señales de Pare o de Ceda el Paso.

Tomando en cuenta las recomendaciones del *Manual de Dispositivos Uniformes de Control del Tránsito para Calles y Carreteras* (MUTCD, por sus siglas en inglés: *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*), se deben utilizar señales de pare del tipo de dos direcciones o de ceda el paso si existe una o más de las siguientes condiciones (5):

a.. Intersección de una vía menos importante (vía subordinada) con una vía principal (vía preferente) en donde no se espere que la aplicación de las reglas básicas del derecho de paso proporcione un cumplimiento razonable de la ley;

b.. Una calle entrando a una vía directa;

c. Una intersección no semaforizada en un área semaforizada.

Además, el uso de pare o ceda el paso debe ser considerado en las intersecciones de vías menores donde la intersección tenga tres o más accesos y donde existe una o más de las siguientes condiciones:

a. El volumen combinado de vehículos, ciclistas y peatones, que entra a la intersección en todos los accesos, promedia más de 2.000 unidades/día.
b. La habilidad para ver el tráfico en conflicto en un acceso no es suficiente para permitir que un usuario pare o ceda el paso en cumplimiento con la regla normal de derecho de paso si tal parada o ceda el paso es necesaria; y/o
c. Los registros de accidentes indican que se han reportado cinco o más choques que involucran falta de haber cedido el derecho de vía según la regla normal de derecho de paso, dentro de un período de tres años, o de que se han reportado tres o más de tales choques dentro de un período de dos años.

Los habitantes de las urbanizaciones y otras áreas residenciales, generalmente exigen a las alcaldías la colocación de señales de pare o de ceda el paso, con el propósito de regular la velocidad. Sin embargo, generalmente se consiguen resultados contrarios, pues entre cada dos intersecciones normalmente los conductores aumentan la velocidad, para recuperar el tiempo perdido en la detención anterior. Así mismo, esta solución puede incentivar el desacato de la señalización y crear confusión en los conductores de las diversas corrientes de tránsito.

Cuando existen problemas de accidentes en esas zonas, se debe pensar en soluciones más efectivas, preferiblemente en la fase de proyecto de la vialidad residencial, trazando vías locales con geometría curvilínea, de tal manera de impedir las altas velocidades. En áreas ya consolidadas, hoy en día se están aplicando métodos de apaciguamiento del tráfico para regular la velocidad, cuya explicación se sale del alcance de los objetivos cubiertos en el presente texto.

Una vez que se ha decidido instalar el control de pare en dos direcciones o de ceda el paso, la decisión en relación a la calle más apropiada para detener el tráfico se debe hacer aplicando el buen juicio del ingeniero. En la mayoría de los casos se para la calle con el menor volumen de tránsito.

En principio, no se debe colocar la señal de pare en la vía preferente, a menos que se justifique mediante un estudio de ingeniería.

Existen algunas consideraciones que pueden influir sobre la decisión de cuál es la calle más apropiada para instalar la señal de pare o de ceda el paso, cuando se intersecan dos vías con volúmenes y/o características relativamente iguales, las cuales se indican a continuación (6):

a. Detener la corriente de tránsito que tenga el mayor conflicto con cruces peatonales establecidos o pasos escolares.
b. Detener la dirección que tenga visuales escondidas, depresiones u ondulaciones, las cuales de por sí requieren que los conductores adopten velocidades de operación más bajas.
c. Detener la dirección que tenga la mejor distancia visible desde la posición de control hacia el tráfico en conflicto.

Debido a la probabilidad de órdenes o indicaciones conflictivas, que pudiesen crear confusión a los conductores, no se deben instalar señales de pare o ceda el paso donde exista y esté operando un semáforo, salvo en los siguientes casos:

a. Donde la indicación del semáforo para un acceso esté todo el tiempo en rojo destellante;
b. Donde una calle secundaria o conexión de acceso esté localizada dentro de o adyacente al área regulada por el semáforo, pero no requiere regulación separada por semáforo, debido a una probabilidad extremadamente pequeña para que exista algún conflicto; o
c. Si un canal de giro canalizado está separado de los canales adyacentes por una isla y el canal de giro canalizado no está regulado por el semáforo.

No se deben usar señales de pare o de ceda el paso portátiles o por tiempos parciales, excepto para casos de emergencia o para propósitos de regulación temporal del tráfico.

a. Intersecciones reguladas con señal de pare en dos direcciones

De acuerdo con el MUTCD (7), en las intersecciones donde no sea necesario un pare completo todo el tiempo, se debe considerar primero el uso de medidas menos restrictivas, tales como las señales de ceda el paso.

El uso de las señales de pare en los accesos de la vía menor debe considerarse si el juicio del ingeniero indica que se requiere parar todo el tiempo debido a que existe una o más de las siguientes condiciones:

1. Los volúmenes de tráfico vehicular en la vía directa exceden 6.000 veh/día;
3. Existe una visual restringida que requiere que los usuarios de la vía paren con el fin de observar adecuadamente el tráfico en conflicto en la vía directa; y/o
3. Los registros de accidentes indican que se han reportado, dentro de un período de doce meses, tres o más choques que sean susceptibles de corrección con la instalación de la señal de pare, o que se hayan reportado cinco o más de tales choques en un período de dos años. Tales accidentes incluyen choques en ángulo recto que involucran usuarios en el acceso de la vía menor que no ceda el derecho de paso al tráfico en la vía directa.

Cuando estas condiciones se cumplen en uno solo de los accesos de la vía subordinada, de todas maneras la regulación y la colocación de la señal debe hacerse en los dos accesos de dicha vía, de ahí el nombre de pare en dos direcciones.

b. Intersecciones reguladas con señal de pare en todas las direcciones

Las señales de pare en todas las direcciones se usan algunas veces en intersecciones en donde es difícil determinar cuál es la vía preferente y cuál la subordinada. Se usa cuando los volúmenes de tráfico en las vías que se intersecan son aproximadamente iguales.

En este caso, se obliga a todos los vehículos a detenerse antes de entrar a la intersección, y los vehículos en la derecha tienen el derecho de paso inicial. Luego, se prosigue en secuencia en el sentido de las agujas del reloj cuando hay vehículos esperando en todos los afluentes.

Las restricciones indicadas, en la sección anterior, para el uso de señales de pare de dos direcciones, también aplican al caso de pare en todas las direcciones.

Tomando en cuenta las recomendaciones del MUTCD, para aplicar la regulación de pare en todas las dos direcciones, se debe llevar a cabo un estudio de tránsito, en donde se deben considerar los siguientes criterios (8):

1. Donde se justifique la colocación de un semáforo, el pare en todas las direcciones es una medida provisional, que se puede implementar rápidamente para regular el tráfico, mientras se hacen los trámites para la colocación del semáforo.
2. Cuando se hayan registrado 5 o más choques en un período de 12 meses, en donde el problema se pueda corregir con la instalación del pare en todas las direcciones. Tales accidentes incluyen choques de giro a la derecha y de giro a la izquierda, así como los choques en ángulo recto.
3. Volúmenes mínimos:
   a. El volumen vehicular que entra a la intersección desde los accesos de la vía preferente (total en ambos accesos) promedia por lo menos 300 veh/h para cualesquiera 8 horas de un día promedio, y
   b. El volumen combinado de vehículos, peatones y ciclistas, entrando a la intersección desde los accesos de la vía subordinada (total en ambos accesos) promedia por lo menos 200 unidades/hora para las mismas 8 horas, con una demora promedio al tráfico vehicular en la vía subordinada de por lo menos 30 segundos por vehículo durante la hora de mayor volumen, pero
   c. Si el percentil 85 de la velocidad de acceso (velocidad de operación) en la vía preferente excede 65 km/h, los justificativos de volumen vehicular mínimo son 70% de los valores indicados en los apartes 1 y 2.
4. Cuando no se satisfaga en forma particular ninguno de estos criterios, pero se satisfacen los criterios B, C.1 y C.2 en un 80% de los valores mínimos. Se exceptúa de esta condición el criterio C.3.

El MUTCD recomienda otros criterios que opcionalmente pueden ser considerados en el estudio de tránsito, los cuales incluyen los siguientes (8):

1. La necesidad de regular los conflictos de giro a la izquierda;
2. La necesidad de regular los conflictos vehículo/peatón cerca de localidades que generan altos volúmenes peatonales;

3. Localidades donde el usuario de una vía, después de detenerse, no puede ver el tráfico en conflicto y no es capaz de negociar la intersección de manera razonablemente segura a menos que al tráfico en conflicto también se le obligue a detenerse; y
4. Una intersección de dos vías colectoras en urbanizaciones u otras zonas residenciales, de diseño y características operacionales similares, donde la regulación con pare en todas las direcciones mejoraría las condiciones operacionales del tráfico en la intersección.

A algunos ingenieros no les gusta la regulación con pare en todas las direcciones, ya que frecuentemente confunde a los conductores, y generalmente causa más demora que como lo haría una regulación de pare de dos direcciones. En cambio, otros creen que esta forma de regulación es bastante útil en situaciones inusuales, donde la regulación más tradicional de pare en dos direcciones no haya resuelto todos los problemas de accidentes y de eficiencia, pero en donde todavía no se justifica la colocación de un semáforo.

c. Intersecciones reguladas con señal de ceda el paso

De acuerdo con el MUTCD, se pueden utilizar señales de ceda el paso, en vez de la señal de pare, en los siguientes casos (9):

1. En los accesos a una vía directa donde las condiciones son tales que no se requiere siempre el pare completo.
2. En una vía dividida, cuando la divisoria central es mayor de 9 metros, se puede instalar una señal de pare a la entrada a la primera calzada, y una señal de ceda el paso a la entrada a la segunda calzada.
3. En una intersección con algún problema especial y donde, a juicio del ingeniero, el mismo se puede corregir mediante el uso de una señal de ceda el paso.
4. En un canal de giro canalizado que está separado de los canales adyacentes mediante una isla, aunque los canales adyacentes en la intersección estén regulados por un semáforo o por una señal de pare.
5. Cuando, en la maniobra de convergencia de entrada a la vía preferente, el juicio del ingeniero indica que se requiere la regulación debido a que la geometría para la aceleración y/o la distancia de visibilidad no son adecuadas, para llevar a cabo dicha maniobra en forma satisfactoria.

Un ejemplo de este justificativo se presenta en rampas de entrada a una autopista o una arterial de jerarquía superior, donde no se proporcione un canal de aceleración.

Otro ejemplo se tiene cuando, en una intersección, exista un canal separado o enlace de giro a la derecha, sin un canal de aceleración adecuado.

En intersecciones semaforizadas de importancia, a menudo se hacen giros a la derecha canalizados, los cuales también pueden existir en algunas intersecciones no semaforizadas. En algunos casos estos giros quedan efectivamente separados de la in-

tersección, ya que se permite que los vehículos prosigan libremente, y entonces no se requiere la señal de ceda el paso.

El MUTCD también señala que se deben usar señales de ceda el paso para asignar el derecho de paso a la entrada de una intersección rotatoria.

4.1.3 Intersecciones reguladas con semáforos

El objetivo general de la regulación del tráfico mediante la instalación de semáforos es el de proporcionar seguridad y eficiencia en el flujo del tránsito en intersecciones, incluyendo vehículos, peatones, ciclistas y otros usuarios, tales como coches, sillas de ruedas, carretas, animales y otros, en forma individual o en conjunto. Con la regulación se consigue que el tránsito, alternadamente, se detenga y prosiga.

La instalación de un semáforo no se debe considerar en forma aislada, para la intersección donde se quiere hacer la regulación del tráfico, en lo que se refiere al equipo a utilizar y a todos los parámetros relacionados con la operación, tales como número de fases, longitud del ciclo e intervalos, sino que el problema se debe analizar partiendo de una visión general del sistema completo de la ciudad o de un área en particular, para luego pasar al análisis de la vía donde va a estar ubicado el semáforo, hasta terminar con la intersección donde se quiere llevar a cabo la regulación. Muchas veces habrá que hacer ciertos compromisos pues, es posible, que la solución óptima para una intersección individual no sea la que más conviene para la vía o para el sistema.

Cuando se instala un semáforo que esté plenamente justificado, se obtienen enormes ventajas, tales como el movimiento ordenado del tránsito, la disminución del número de algunos tipos de accidentes, especialmente los de ángulo recto y los peatonales. Otra ventaja importante se refiere al incremento de la capacidad de la intersección y de sus accesos, siempre que la regulación esté acompañada de un apropiado diseño geométrico de la intersección. También se puede conseguir la disminución de demoras a los vehículos, peatones y ciclistas.

Cuando el semáforo en una intersección está coordinado con otros semáforos, se puede conseguir un movimiento continuo, o aproximadamente continuo, del tráfico, a una velocidad determinada a lo largo de una vía.

En cambio, cuando un semáforo no está completamente justificado, puede ser causa del aumento de algunos tipos de accidentes, como son los choques traseros. Cuando los parámetros de la operación del semáforo no son los más apropiados, puede aumentar la demora vehicular, especialmente durante los períodos valle.

Estas desventajas, a su vez, pueden incentivar la desobediencia de los conductores a los semáforos o a evitarlos y utilizar rutas a través de áreas residenciales, con los impactos negativos que esto puede ocasionar a los habitantes de las mismas.

Muchas veces se piensa que la instalación de un semáforo resolverá todos los problemas presentes en una intersección, lo cual lleva a las autoridades municipales a su

instalación, cuando en verdad no son necesarios, con resultados adversos para la seguridad y eficiencia del tránsito en la intersección.

En el MUTCD se indican los **justificativos** para la regulación del tránsito mediante la instalación de un semáforo (10). En principio, no se debe instalar el semáforo si no se cumple por lo menos uno de estos justificativos.

Cuando se justifica la instalación de un semáforo, se supone que el mismo estará apropiadamente ubicado en la intersección y de que sus parámetros de fases, intervalos y tiempos serán los más adecuados, y que estará satisfactoriamente coordinado con los semáforos vecinos; y se dispondrá de un adecuado diseño geométrico de la intersección.

A continuación, se indican los justificativos indicados por el MUTCD para la colocación de semáforos:

a. Justificativo 1: Volumen vehicular durante ocho horas

Existen dos condiciones para su aplicación:

Grupo A: Volumen vehicular mínimo

Cuando la intención es aplicarlo porque el volumen en la intersección es la razón principal para la consideración de instalación del semáforo.

Grupo B: Interrupción del tráfico continuo

Cuando la intención es aplicarlo en localidades donde no se satisface la condición A, pero el volumen de tráfico en la vía principal es tan alto y las condiciones son tales que el tránsito en la vía secundaria sufre demoras excesivas y sustanciales peligros al entrar o atravesar la vía principal.

Las dos condiciones se tratan como un solo justificativo. Si se satisface la condición A, queda satisfecho el criterio para el justificativo 1 y no se requiere el chequeo de la condición B ni la combinación de las condiciones A y B. Así mismo, si se satisface la condición B, se considera satisfecho el justificativo 1 y no se requiere el chequeo de la condición A ni de la combinación de las condiciones A y B.

La condición A se satisface cuando, para cada una de 8 horas de un día promedio, los volúmenes horarios de tránsito indicados en las columnas de 100% de la tabla 4-2 existen en ambos accesos de la vía principal y en los accesos de mayor volumen de la vía secundaria, respectivamente.

La condición B se satisface cuando, para cada una de 8 horas de un día promedio, los volúmenes horarios de tránsito indicados en las columnas de 100% de la tabla 4-2 existen en ambos accesos de la vía principal y en los accesos de mayor volumen de la vía secundaria, respectivamente.

Para la aplicación de cada una de las condiciones, A o B, los volúmenes a tomar en cuenta, en la vía principal y en la vía secundaria, deben ser para las mismas ocho horas. En la calle secundaria el volumen más alto no tiene por qué estar en el mismo acceso para cada una de las ocho horas.

Si la velocidad establecida por la ley de tránsito o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 Km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, se pueden usar, para la aplicación de las condiciones A o B, los volúmenes indicados en las columnas de 70%, en lugar de las de 100%.

Cuando no se satisface la condición A y tampoco la B, en forma individual, y han fallado otras medidas que pudieran causar menos demora e inconveniencias al tráfico, para resolver el problema planteado, entonces se puede aplicar la combinación de las dos condiciones, la cual se satisface cuando, para cada una de 8 horas de un día promedio, se cumple lo siguiente:

- Los vehículos por hora en las dos columnas de 80% de la condición A existen en ambos accesos de la vía principal y en los accesos de volumen más alto de la vía secundaria, respectivamente; y
- Los vehículos por hora en las dos columnas de 80% de la condición B existen en ambos accesos de la vía principal y en los accesos de volumen más alto de la vía secundaria, respectivamente.

En cada una de las condiciones A y B, en forma individual, las ocho horas, para tomar en cuenta los volúmenes, deben ser las mismas para la vía principal que para la vía secundaria; pero las ocho horas consideradas para la condición A no tienen que ser las mismas tomadas para la condición B. En la calle secundaria, el volumen más alto no tiene por qué estar en el mismo acceso para cada una de las ocho horas.

Tabla 4-2. Justificativo 1: Volumen vehicular durante ocho horas

Condición a: mínimo volumen vehicular

Número de canales para el movimiento del tráfico en cada acceso		Vehículos por hora en la vía principal (total de ambos accesos)				Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación)			
Vía principal	Vía secundaria	100% (a)	80% (b)	70% (c)	56% (d)	100% (a)	80% (b)	70% (c)	56% (d)
1	1	500	400	350	280	150	120	105	84
2 o más	1	600	480	420	336	150	120	105	84
2 o más	2 o más	600	480	420	336	200	160	140	112
1	2 o más	500	400	350	280	200	160	140	112

Condición b: Interrupción del tráfico continuo

Número de canales para el movimiento del tráfico en cada acceso		Vehículos por hora en la vía principal (total de ambos accesos)				Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación)			
Vía principal	Vía secundaria	100% (a)	80% (b)	70% (c)	56% (d)	100% (a)	80% (b)	70% (c)	56% (d)
1	1	750	600	525	420	75	60	53	42
2 o más	1	900	720	630	504	75	60	53	42
2 o más	2 o más	900	720	630	504	100	80	70	56
1	2 o más	750	600	525	420	100	80	70	56

Notas:

a. Volumen horario mínimo básico.

b. Utilizado para la combinación de las condiciones A y B después de un adecuado intento de otras medidas para resolver el problema planteado.

c. Se puede utilizar cuando la velocidad en la vía principal excede 65 km/h o en una comunidad aislada con una población de menos de 10.000 habitantes.

d. Se puede utilizar para la combinación de las condiciones A y B después de una adecuado intento de otras medidas para resolver el problema planteado, cuando la velocidad en la vía principal excede 65 km/h o en una comunidad aislada con una población de menos de 10.000 habitantes.

Fuente: *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*, edición 2009, (Washington, D. C., U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009), p. 438.

Para la aplicación de las dos condiciones A y B combinadas, si la velocidad establecida por la ley de tránsito o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, se pueden usar los volúmenes indicados en las columnas de 56%, en lugar de las de 80%.

b. Justificativo 2: Volumen vehicular durante cuatro horas

La intención de este justificativo es aplicarlo cuando el volumen en la intersección es la razón principal para la consideración de instalación del semáforo.

El justificativo 2 se satisface cuando, para cada una de 4 horas de un día promedio, los volúmenes horarios de tránsito indicados en las columnas 100% de la tabla 4-3 existen en ambos accesos de la vía principal (total en ambos accesos) y en los accesos de mayor volumen de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación) respectivamente. En la vía secundaria, el volumen más alto no tiene por qué estar en el mismo acceso para cada una de las cuatro horas.

Si la velocidad establecida por la ley de tránsito o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, se pueden usar, para la aplicación de las condiciones A o B, los volúmenes indicados en las columnas de 70%, en lugar de las de 100%.

Tabla 4-3. Justificativo 2: Volumen vehicular durante cuatro horas

Número de canales para el movimiento del tráfico en cada acceso		Vehículos por hora en la vía principal (total de ambos accesos)		Vehículos por hora en el acceso de principal volumen de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación)	
Vía principal	Vía secundaria	100%	70%	100%	70%
1	1	400	300	310	205
2 o más	1	400	300	390	260
2 o más	2 o más	400	300	520	350
1	1	500	400	260	165
2 o más	1	500	400	330	210
2 o más	2 o más	500	400	450	285
1	1	600	500	215	125
2 o más	1	600	500	290	170
2 o más	2 o más	600	500	390	225
1	1	700	600	180	90
2 o más	1	700	600	240	130
2 o más	2 o más	700	600	325	175
1	1	800	700	140	65
2 o más	1	800	700	205	100
2 o más	2 o más	800	700	280	135
1	1	900	800	115	60

2 o más	1	900	800	170	75
2 o más	2 o más	900	800	230	105
1	1	1000	900	100	60
2 o más	1	1000	900	140	65
2 o más	2 o más	1000	900	200	80
1	1	1100	1000	80	60
2 o más	1	1100	1000	120	60
2 o más	2 o más	1100	1000	165	80
1	1	1200	1100	80	60
2 o más	1	1200	1100	100	60
2 o más	2 o más	1200	1100	140	80
1	1	1300	1200	80	60
2 o más	1	1300	1200	90	60
2 o más	2 o más	1300	1200	120	80
1	1	1400	1300	80	60
2 o más	1	1400	1300	80	60
2 o más	2 o más	1400	1300	115	80

Fuente: *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*, edición 2009, (Washington, D. C., U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2004), p. 440.

c. Justificativo 3: Hora pico

La intención de este justificativo es aplicarlo en intersecciones donde las condiciones del tráfico son tales que, por lo menos en una hora durante un día promedio, el tráfico de la vía secundaria sufre demoras inaceptables para entrar o atravesar la vía principal.

Este justificativo debe aplicarse solamente en casos inusuales, tales como centros profesionales o comerciales, complejos industriales o manufactureros, o facilidades para vehículos de alta ocupación, las cuales atraen o descargan grandes números de vehículos durante cortos períodos de tiempo.

El justificativo de la hora pico se satisface cuando se cumple uno cualquiera de los siguientes grupos de condiciones:

Grupo A

Existen las siguientes tres condiciones para la misma hora (cualesquiera cuatro períodos de 15 minutos consecutivos) de un día promedio:

a. La demora total por tiempo detenido, experimentado por el tráfico en uno de los accesos de la vía secundaria (solamente una dirección), controlado por una señal de pare, es igual o superior a 4 vehículos - hora cuando se trata de un afluente de un canal, o a 5 vehículos - hora cuando se trata de un afluente de dos canales; y

b. El volumen en el mismo acceso de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación), es igual o superior a 100 veh/h cuando se trata de una corriente de tráfico en un canal, o a 150 veh/h cuando se trata de una corriente de tráfico de dos canales, y
c. El volumen total que entra a la intersección durante la hora es igual o superior a 650 veh/h para intersecciones con tres afluentes, u 800 veh/h para intersecciones con cuatro o más afluentes.

Grupo B

Los volúmenes horarios de tránsito indicados en las columnas de 100% de la tabla 4-4 existen en ambos accesos, de la vía principal (total en ambos accesos), y en el acceso de mayor volumen de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación) respectivamente, durante una hora (cualesquiera cuatro períodos de 15 minutos consecutivos) de un día promedio.

Si la velocidad establecida por la ley de tránsito o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, se pueden usar, para la aplicación de las condiciones A o B, los volúmenes indicados en las columnas de 70%, en lugar de las de 100%.

Tabla 4-4. Justificativo 3: Hora pico

Número de canales para el movimiento del tráfico en cada acceso		Vehículos por hora en la vía principal (total de ambos accesos)		Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la vía secundaria (solamente un sentido de circulación)	
Vía principal	Vía secundaria	100%	70%	100%	70%
1	1	450	350	450	285
2 o más	1	450	350	-	350
2 o más	2 o más	450	350	-	-
1	1	500	400	415	265
2 o más	1	500	400	-	335
2 o más	2 o más	500	400	-	-
1	1	600	500	370	215
2 o más	1	600	500	460	285
2 o más	2 o más	600	500	600	370
1	1	700	600	320	180
2 o más	1	700	600	410	240

2 o más	2 o más	700	600	530	305
1	1	800	700	280	140
2 o más	1	800	700	370	200
2 o más	2 o más	800	700	470	260
1	1	900	800	240	110
2 o más	1	900	800	320	160
2 o más	2 o más	900	800	420	215
1	1	1000	900	200	95
2 o más	1	1000	900	285	135
2 o más	2 o más	1000	900	370	170
1	1	1100	1000	170	80
2 o más	1	1100	1000	250	110
2 o más	2 o más	1100	1000	330	140
1	1	1200	1100	145	85
2 o más	1	1200	1100	215	95
2 o más	2 o más	1200	1100	285	115
1	1	1300	1200	125	75
2 o más	1	1300	1200	190	75
2 o más	2 o más	1300	1200	245	100
1	1	1400	1300	110	75
2 o más	1	1400	1300	160	75
2 o más	2 o más	1400	1300	210	100
1	1	1500	1400	100	75
2 o más	1	1500	1400	130	75
2 o más	2 o más	1500	1400	190	100
1	1	1600	1500	100	75
2 o más	1	1600	1500	120	75
2 o más	2 o más	1600	1500	155	100
1	1	1700	1600	100	75
2 o más	1	1700	1600	100	75
2 o más	2 o más	1700	1600	150	100
1	1	1800	1700	100	75
2 o más	1	1800	1700	100	75
2 o más	2 o más	1800	1700	150	100

Fuente: *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*, edición 2009, (Washington, D. C., U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2004), p. 441.

d. Justificativo 4: Volumen peatonal

La intención de este justificativo es aplicarlo donde el volumen de tránsito en la vía principal es tan alto que los peatones experimentan demoras excesivas para cruzar dicha vía.

Este justificativo se satisface cuando se cumple uno de los siguientes dos criterios:

Criterio A

Para cada una de 4 horas de un día promedio, el volumen horario en la vía principal (total en ambos sentidos) y el correspondiente número de peatones por hora que cruzan la vía principal (total de todos los cruces), son iguales o superiores a los indicados en la tabla 4-5, según las columnas del factor 100%.

Tabla 4-5. Justificativo 4: Volumen peatonal. Criterio A

Vehículos por hora en la vía principal (total en ambos sentidos)		Total de todos los peatones que cruzan la vía principal por hora	
100%	70%	100%	70%
300	240	480	300
400	300	415	269
500	400	350	215
600	500	290	160
700	600	240	123
800	700	195	85
900	800	160	75
1000	900	130	75
1100	1000	107	75
1200	1100	107	75
1300	1200	107	75
1400	1300	107	75
1500	1400	107	75
1600	1500	107	75

Fuente: *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*, edición 2009, (Washington, D. C., U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009), p. 443.

Si la velocidad establecida por la ley de tránsito, o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, se pueden usar, para la aplicación del criterio A, los volúmenes indicados en las columnas de 70%, en lugar de las de 100%.

Criterio B

Durante una hora (cuatro períodos consecutivos de 15 minutos), de un día promedio, el volumen horario en la vía principal (total en ambos sentidos) y el correspondiente número de peatones por hora que cruzan la vía principal (total de todos los cruces), son iguales o superiores a los indicados en la tabla 4-6, según las columnas del factor 100%.

Tabla 4-6 . Justificativo 4: Volumen peatonal. Criterio B

Vehículos por hora en la vía principal (total en ambos sentidos)		Total de todos los peatones que cruzan la vía principal por hora	
100%	70%	100%	70%
400	250	650	450
500	300	578	418
600	400	497	355
700	500	428	290
800	600	378	235
900	700	328	190
1000	800	278	155
1100	900	243	120
1200	1000	200	100
1300	1100	171	93
1400	1200	143	93
1500	1300	133	93
1600	1400	133	93
1700	1500	133	93
1800	1600	133	93

Fuente: *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*, edición 2009, (Washington, D. C., U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009), p. 444.

Si la velocidad establecida por la ley de tránsito, o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, se pueden usar, para la aplicación del criterio B, los volúmenes indicados en las columnas de 70%, en lugar de las de 100%.

El justificativo 4 de volumen peatonal no se debe aplicar en localidades donde la distancia al semáforo, o señal de pare, más cercano, que regula la vía que los peatones desean cruzar, sea menor de 90 metros, a menos que el semáforo propuesto no restrinja el movimiento progresivo del tráfico.

En caso de que se satisfaga el justificativo 4 y se instale un semáforo, el mismo debe estar equipado con caras peatonales.

Si el justificativo se aplica en una intersección, el semáforo debe ser del tipo accionado por el tráfico y debe incluir detectores peatonales.

Si se aplica a un sitio fuera de la intersección, el semáforo se debe instalar a una distancia por lo menos de 30 metros desde la calle o acceso transversal regulada por señal de pare o de ceda el paso, y debe ser del tipo accionado por los peatones.

Si se aplica a un sitio fuera de la intersección, por lo menos una de las caras del semáforo debe estar sobre la calzada para cada acceso, y no se deben permitir el estacionamiento ni otras obstrucciones a la visual desde una distancia de por lo menos 30 metros antes y por lo menos 6,10 metros después del cruce peatonal, y se deben incorporar las señales y demarcaciones apropiadas.

Cuando se instale un semáforo bajo este justificativo, y el mismo se encuentre dentro de un sistema de semáforos, debe estar coordinado con los semáforos adyacentes.

El justificativo para el volumen peatonal cruzando la vía principal (criterios A o B) se puede reducir hasta en 50% cuando el percentil 15 de la velocidad peatonal sea menor a 1.07 m/s (ésta es la velocidad de muchas personas mayores o con algún grado de discapacidad).

Cuando se tiene una vía dividida con una divisoria suficientemente ancha para la espera de los peatones, los requerimientos de los criterios A o B se aplican en forma separada para cada uno de los sentidos de circulación.

e. Justificativo 5: Cruces escolares

La intención de este justificativo es aplicarlo donde el cruce de la vía principal por escolares es la razón primordial para considerar la instalación de un semáforo.

El justificativo se satisface cuando existe un paso peatonal establecido, y el número de brechas adecuadas de cruce en la corriente de tráfico, durante el tiempo cuando los niños usan este paso, es menor que el número de minutos en ese mismo período (es decir, cuando existan brechas adecuadas con menor frecuencia promedio de uno por minuto), y existe un mínimo de 20 estudiantes durante la hora de mayor cruce.

Antes de tomar una decisión para instalar un semáforo, se debe considerar la implementación de otras medidas, tales como luces intermitentes y señales preventivas, establecimiento de zonas de velocidad escolares, empleo de patrullas escolares, policías viales y el uso de pasarelas.

El justificativo 5 de cruce peatonal no se debe aplicar en localidades donde la distancia al semáforo más cercano sea menor de 90 metros a lo largo de la vía principal, a menos que el semáforo propuesto no restrinja el movimiento progresivo del tráfico.

En caso de que se satisfaga el justificativo 5 y se instale un semáforo, el mismo debe estar equipado con caras peatonales.

Si el justificativo se aplica en una intersección, el semáforo debe ser del tipo accionado por el tráfico y debe incluir detectores peatonales.

Si se aplica a un sitio fuera de la intersección, el semáforo se debe instalar a una distancia por lo menos de 30 metros desde la calle o acceso transversal regulada por señal de pare o de ceda el paso, y debe ser del tipo accionado por los peatones.

Si se aplica a un sitio fuera de la intersección, por lo menos una de las caras del semáforo debe estar sobre la calzada para cada acceso, y no se deben permitir el estacionamiento ni otras obstrucciones a la visual desde una distancia de por lo menos 30 metros antes y por lo menos 6,10 metros después del cruce peatonal, y se deben incorporar las señales y demarcaciones apropiadas.

Cuando se instale un semáforo bajo este justificativo, y el mismo se encuentre dentro de un sistema de semáforos, debe estar coordinado con los semáforos adyacentes.

f. Justificativo 6: Sistema de semáforos coordinados

Para conseguir el movimiento progresivo, algunas veces se requiere la instalación de un semáforo en donde de otra forma no se justificaría, con el fin de mantener un apropiado agrupamiento de vehículos y efectivamente regular la velocidad del grupo. Este justificativo se satisface cuando los semáforos adyacentes están demasiado separados como para proporcionar el nivel deseado de agrupamiento y control de la velocidad, y el semáforo propuesto y los adyacentes pueden constituir un sistema progresivo.

El justificativo se satisface cuando se cumple uno cualquiera de los siguientes criterios:

Criterio A

En vías de un solo sentido o en vías que tienen tráfico predominantemente en un sentido de circulación, donde los semáforos adyacentes estén tan separados que no proporcionan el nivel necesario de agrupamiento de vehículos.

Criterio B

En una vía con dos sentidos de circulación, donde los semáforos adyacentes no proporcionen el nivel necesario de agrupamiento de vehículos en pelotones, y el semáforo propuesto y los adyacentes proporcionen en conjunto una operación progresiva.

El justificativo 6 no se debería aplicar cuando el espaciamiento de semáforos resulta menor a 300 metros.

g. Justificativo 7: Experiencia de accidentes

Este justificativo se aplica cuando la severidad y la frecuencia de accidentes son las razones principales para considerar la instalación de un semáforo.

El justificativo se satisface cuando se cumplen todos los criterios indicados a continuación:

Criterio A

Cuando, habiéndose realizado algunos intentos adecuados de otras alternativas, con control policial y obediencia adecuadas, y se haya fallado en la reducción de la frecuencia de accidentes; y

Criterio B

Cuando hayan ocurrido, durante un período de 12 meses, 5 o más accidentes, que puedan ser corregidos con la instalación de un semáforo, en donde cada uno de los accidentes han involucrado heridos o daños sustanciales a la propiedad; y

Criterio C

Para cada una de ocho horas de un día promedio, en la calle principal (total en ambos sentidos), y en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria (solamente un sentido de circulación) los volúmenes de tránsito en veh/h cumplen con las columnas de 80% de la condición A del justificativo 1 (tabla 4-2), y con las columnas de 80% de la condición B del justificativo 1 (tabla 4-2), o cuando el volumen de tráfico peatonal no es menor al 80% de los requerimientos exigidos en el justificativo 4 (volumen peatonal: tablas 4-5 y 4-6).

Los volúmenes de tráfico y peatonales de las vías principal y secundaria deben tomarse para las mismas ocho horas. En la calle secundaria, el volumen más alto no tiene por qué estar en el mismo acceso para cada una de las ocho horas.

Si la velocidad establecida por la ley de tránsito o fijada en señales o el percentil 85 excede de 65 km/h en la vía principal, o si la intersección está localizada en una comunidad aislada que tiene una población menor a 10.000 habitantes, para aplicar las tablas de las condiciones A o B del justificativo 1 (tabla 4-2), se pueden usar los volúmenes indicados en las columnas de 56%, en lugar de las de 70%.

h. Justificativo 8: Red vial

La instalación de un semáforo en una intersección puede estar justificada para incentivar la concentración y la organización del flujo de tráfico en una red vial.

El justificativo se satisface cuando en una intersección de dos o más vías principales se cumple con alguno de los criterios siguientes:

Criterio A

La intersección tiene actualmente, o se prevé en el muy corto plazo, un volumen total entrando de 1.000 veh/h durante la hora pico de un día típico laborable, o se espera que en 5 años los volúmenes de tráfico cumplan con uno o más de los justificativos 1, 2 y 3 durante un día promedio; o

Criterio B

La intersección tiene actualmente, o se prevé en el corto plazo, un volumen total entrando de 1.000 veh/h durante cada una de cualesquiera 5 horas de un día no típico (sábado o domingo).

En la aplicación del justificativo 8, para considerar una vía como principal, debe tener una o más de las siguientes características:

- Es parte del sistema de vías que presta servicio a la red vial principal para el tráfico de paso; o
- Incluye vías urbanas o suburbanas fuera, entrando, o atravesando una ciudad; o
- Está considerada como una vía principal en un plan de desarrollo urbano o similar.

Referencias bibliográficas

(1) Real Decreto Legislativo 339/1990, Capítulo II de la circulación de vehículos, Sección 3a. Prioridad de paso, Art. 21 "Normas Generales de Prioridad". España.

(2) Uniform Vehicle Code (UVC), Capítulo II: "Rules of the Road, Artículo IV": "Right of Way", Punto II-401.

(3) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policiy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 654-655.

(4) Presidencia de la República de Venezuela, Decreto Nº 2.542, Reglamento de la Ley de Tránsito Terrestre, Gaceta Oficial Nº 5.240, extraordinaria del 26 de junio de 1998, Artículos 263 al 268.

(5) *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*, MUTCD, edición 2009, (Washington, D. C., U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009), Sección 2B.04, p. 50.

(6) *Ibid*, Sección 2B.04, p. 50.

(7) *Ibid*, Sección 2B.06, p. 52.

(8) *Ibid*, Sección 2B.07, p. 52.

(9) *Ibid*, Sección 2B.09, p. 53.

(10) *Ibid*, pp. 434 a 448.

Coordinación de semáforos

capítulo

5

5. 1 Conceptos generales

En cada intersección regulada por semáforos predeterminados, sabemos que los intervalos aparecen en forma secuencial y tienen una duración fija en cada ciclo.

Si tenemos dos intersecciones consecutivas en una vía, se puede relacionar el inicio del intervalo verde de una fase en una intersección con el inicio del intervalo verde de la misma fase en la intersección anterior. En este caso, decimos que los dos semáforos están coordinados.

Generalmente, la coordinación se hace tomando como referencia los inicios de los intervalos verdes pero, igualmente, se pueden coordinar los puntos medios o podemos tomar los inicios de los intervalos rojos o cualquier otro punto de referencia.

El diagrama espacio-tiempo, estudiado en el capítulo 1, es un instrumento muy útil para comprender los aspectos involucrados en la coordinación de los semáforos, tal como se ilustra en la figura 5-1.

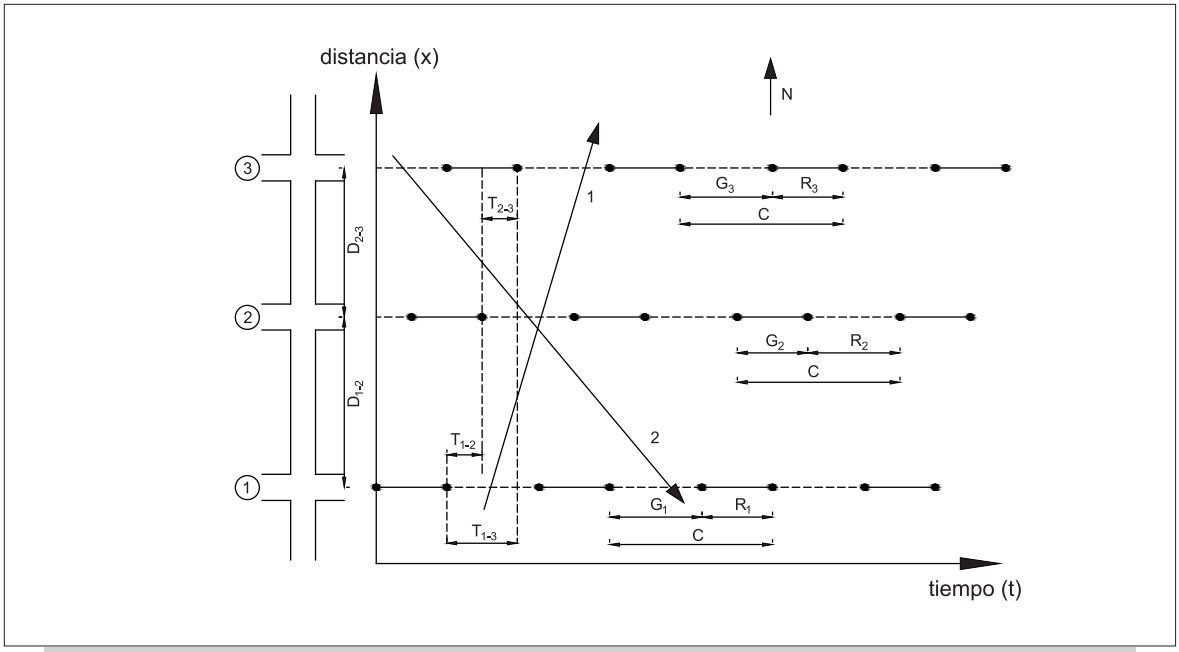


Figura 5-1 Diagrama espacio-tiempo de una vía con tres intersecciones semaforizadas

En esta figura se indican los tiempos, en las abscisas, y las distancias, en las ordenadas. La distancia entre las intersecciones 1 y 2 es D1-2, y la distancia entre las intersecciones 2 y 3 es D2-3. Estas distancias se expresan en metros.

G_1, G_2 y G_3 (en segundos) son, respectivamente, los intervalos verdes (incluyendo el amarillo y todo rojo) de las fases para los movimientos Norte-Sur y Sur-Norte, en cada una de las tres intersecciones mostradas, mientras que R_1, R_2 y R_3 (en segundos) son los intervalos rojos para estos movimientos. Los intervalos verdes se representan como líneas segmentadas y los rojos como líneas continuas.

La diferencia entre el instante cuando comienza el intervalo verde en la intersección 2 menos el instante cuando comienza el intervalo verde en la intersección 1 se representa como $T_{1\text{-}2}$ y se le define como el desfase entre las intersecciones 1 y 2, en el sentido Sur-Norte.

La diferencia entre el instante cuando comienza el intervalo verde en la intersección 3 menos el instante cuando comienza el intervalo verde en la intersección 2, se representa como $T_{2\text{-}3}$ y se le define como el desfase entre las intersecciones 2 y 3, en el sentido Sur-Norte.

La diferencia entre el instante cuando comienza el intervalo verde en la intersección 3 menos el instante cuando comienza el intervalo verde en la intersección 1, se representa como $T_{1\text{-}3}$ y se le define como el desfase entre las intersecciones 1 y 3, en el sentido Sur-Norte.

Los desfases pueden estar referidos a cada dos intersecciones consecutivas ($T_{1\text{-}2}$ y $T_{2\text{-}3}$) o se pueden relacionar a una intersección maestra, por ejemplo a la Nº 1 ($T_{1\text{-}2}$ y $T_{1\text{-}3}$).

Los desfases se expresan por valores entre 0 y C segundos, de tal manera que si en los cálculos algunos resultaren mayores de C, debemos restar un número íntegro de ciclos para llevarlos a valores menores de C.

Pueden existir desfases negativos, lo cual significa que en la intersección corriente abajo el intervalo verde comienza antes que el de la intersección en consideración.

En la figura 5-1, para cada intersección, el inicio y finalización del intervalo verde para la fase del movimiento de los vehículos en el sentido Sur-Norte coinciden con el inicio y finalización del intervalo para la fase del movimiento en el sentido Norte-Sur, lo cual significa que los desfases en un sentido automáticamente establecen los del otro sentido.

Tal como se estudió en el capítulo 1, las trayectorias de los vehículos se representan, en el diagrama espacio-tiempo, por medio de curvas cuyas tangentes se corresponden con la velocidad. En los tramos donde la velocidad es constante, estas trayectorias son líneas rectas y la velocidad está dada por la pendiente de las mismas.

Así, la trayectoria del vehículo 1 se representa como una recta con sentido Sur-Norte y cuya velocidad es la pendiente de esta línea; mientras que la trayectoria del vehículo 2 se dirige de Norte a Sur y, también, la pendiente equivale a su velocidad.

Cuando los intervalos verdes no coinciden exactamente en los dos sentidos de circulación, la representación de los ciclos e intervalos verde y rojo, en cada intersección, se puede hacer como se indica en la figura 5-2, en donde los ciclos e intervalos se representan por separado para cada sentido.

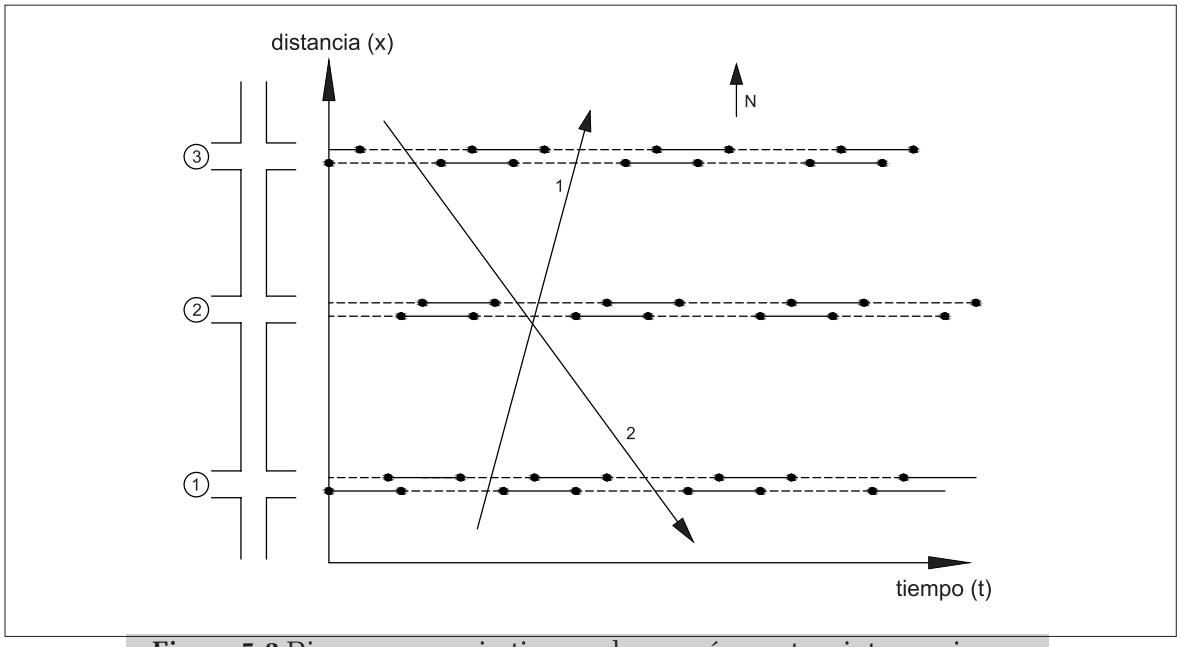


Figura 5-2 Diagrama espacio-tiempo de una vía con tres intersecciones, con intervalos verdes desplazados

Al igual que en el caso anterior, cuando se establecen los desfases para el sentido Sur - Norte, quedan especificados los desfases para el sentido Norte-Sur.

En la figura 5-3 se muestra el diagrama espacio-tiempo de una vía con tres intersecciones, y se ilustran diversas trayectorias de vehículos, en donde coinciden los intervalos verdes en los dos sentidos de circulación.

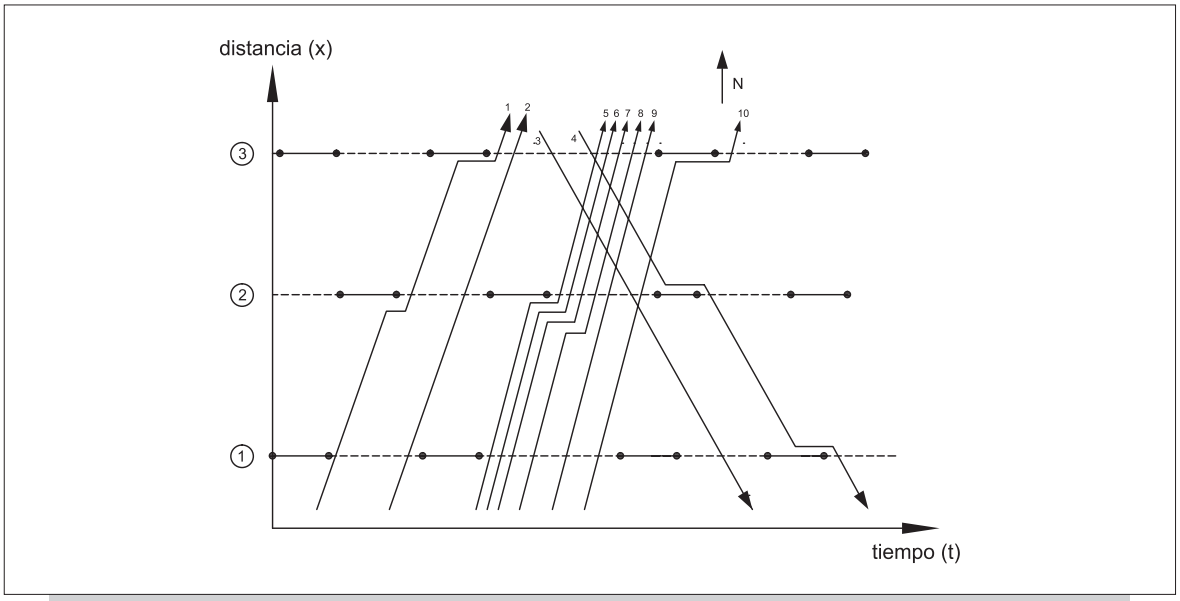


Figura 5-3 Diagrama espacio-tiempo de una vía con tres intersecciones semaforizadas

Se ve en este diagrama que el vehículo 1, el cual circula en el sentido Sur-Norte, pasa por la intersección 1 y se detiene en la 2, ya que al arribar a la misma el semáforo está en rojo, mientras que el vehículo 2 pasa por las intersecciones 1, 2 y 3 sin detenerse.

El vehículo 3, el cual circula en el sentido Norte-Sur, pasa por las tres intersecciones sin detenerse, mientras que el vehículo 4, también en el mismo sentido, pasa por la intersección 3 y se detiene en las intersecciones 2 y 1, porque las mismas se encuentran en rojo.

Los vehículos 5, 6 y 7, circulando en el sentido Sur-Norte, pasan por la intersección 1 y se detienen en la 2, formando una cola de tres vehículos. El vehículo 8 hubiera podido pasar por las tres intersecciones sin detenerse, pero cuando llega a la número 2 se encuentra con esta cola y tiene que esperar, después de que el semáforo cambia a verde, hasta que los tres vehículos hayan desalojado la intersección para poder pasar. En cambio, el vehículo 9 pasa por las tres intersecciones sin detenerse. Finalmente, el vehículo 10 pasa por las intersecciones 1 y 2 y se detiene en la número 3.

5.2 Estrategias de coordinación

Para establecer la mejor forma de llevar a cabo la coordinación de un grupo de semáforos consecutivos en una vía, lo primero que se debe establecer son los objetivos que se persiguen con la misma. Uno, que generalmente se plantea, es el de la disminución de las demoras; otro es la disminución de las detenciones de los vehículos a lo largo de una ruta; algunas veces también se incluyen los relacionados con el consumo de combustible y con la emisión de elementos contaminantes.

Desde hace muchos años se ha planteado que una forma de cumplir con algunos de estos objetivos es coordinar los semáforos, de tal manera de maximizar el llamado ancho de banda, el cual representa una porción del intervalo verde en cada intersección utilizada por un pelotón de vehículos para atravesar el mayor número de intersecciones sin detenerse. Para comprender este concepto, vamos a considerar el caso de una vía con circulación en un solo sentido, con cuatro intersecciones, tal como se ilustra en la figura 5-4 (1).

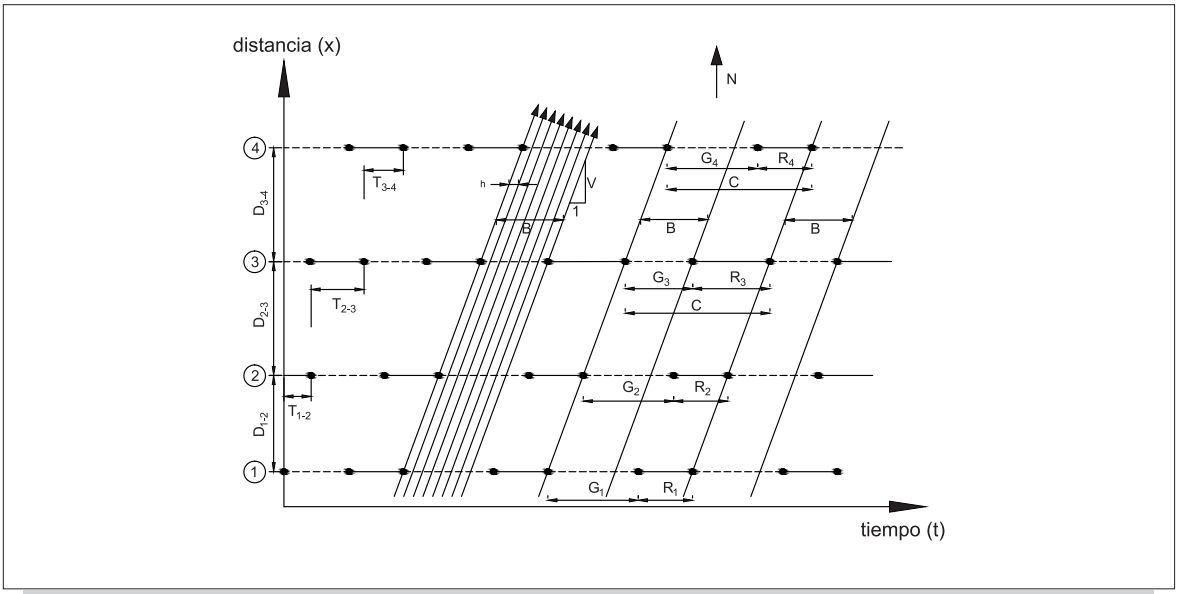


Figura 5-4 Coordinación de semáforos en una vía unidireccional con cuatro intersecciones

Los cuatro semáforos tienen un ciclo común C; con intervalos verdes para el movimiento Sur-Norte de G_1, G_2, G_3 y G_4, respectivamente. Las distancias entre intersecciones son D_{1-2}, D_{2-3} y D_{3-4} (en metros).

Se desea que el mayor número de vehículos, viajando a una velocidad V (km/h), atraviesen las cuatro intersecciones sin detenerse, y para cuyo análisis se determinan los desfases T_{1-2}, T_{2-3} y T_{3-4} (en segundos).

Si por la intersección N° 1 pasa un grupo compacto de vehículos, en donde el primer vehículo pasa justo cuando comienza el intervalo verde, podemos determinar el

desfase T_{1-2} de tal manera que este vehículo pase por la intersección N° 2 justo cuando en la misma se inicia el intervalo verde, para lo cual aplicamos la siguiente relación:

$T_{1-2} = D_{1-2}/(V/3,6)$

De la misma manera, encontramos los desfases T_{2-3} y T_{3-4}, para que el primer vehículo pase por las intersecciones 3 y 4, en el instante cuando se inician los respectivos intervalos verdes, para lo cual aplicamos las relaciones:

$T_{2-3} = D_{2-3}/(V/3,6)$

$T_{3-4} = D_{3-4}/(V/3,6)$

Y, en general, aplicamos la ec. 5-1:

$T_{i-j} = D_{i-j}/(V/3,6)$ …….. (ec. 5-1)

Donde:

T_{i-j} = Desfase entre las intersecciones i y j, en segundos.

D_{i-j} = Distancia entre las intersecciones i y j, en metros.

V = Velocidad de los vehículos en km/h.

Ejemplo: D_{1-2} = 300 m; D_{2-3} = 400 m; D_{3-4} = 350 m; la velocidad de los vehículos es 50 km/h. La longitud del ciclo, C = 60 s. Los intervalos verdes son: G_1 = 34 s, G_2 = 31 s, G_3 = 24 s, G_4 = 34 s. Los desfases resultantes son:

$T_{1-2} = D_{1-2}/(V/3,6) = 300/(50/3,6) = 21,6$ s

$T_{2-3} = D_{2-3}/(V/3,6) = 400/(50/3,6) = 28,8$ s

$T_{3-4} = D_{3-4}/(V/3,6 = 350/(50/3,6) = 25,2$ s

Si se asume que la intersección N° 1 es la intersección maestra, se pueden referenciar los desfases respecto a la misma:

$T_{1-2} = 21,6$ s

$T_{1-3} = 50,4$ s

$T_{1-4} = 75,6$ s $= (75,6 - 60) = 15,6$ s

Como el desfase T_{1-4} resultó mayor que la longitud del ciclo (C = 60), le restamos una vez este valor. En general, a los desfases se les puede sumar o restar un número íntegro de ciclos sin que cambie el patrón de tiempos.

Si cada vehículo mantiene un intervalo h (segundos) respecto al anterior, en el diagrama espacio-tiempo de la figura 5-4 se pueden trazar líneas paralelas, con velocidad V, cada una de las cuales representa la trayectoria de un vehículo.

Vemos que existe un pelotón de vehículos que pueden atravesar desde la intersección 1 hasta la 4, sin detenerse. El último vehículo de este pelotón es aquel que pasa por la intersección N° 3 justo en el momento cuando finaliza su intervalo verde.

Se puede decir, entonces, que existe un ancho de banda de B segundos, dentro de la cual los vehículos que viajan en pelotón no se detienen.

Para obtener el ancho de banda, basta con trazar las trayectorias del primer y último vehículo, lo cual equivale a dibujar dos líneas paralelas de pendiente V, por el punto inicial y el punto final, respectivamente, del intervalo verde de la intersección Nº 3, la cual es la que tiene el verde más corto de todas las intersecciones.

Según los datos del ejemplo, el intervalo verde de la intersección 3 es: G_3 = 24 s, por lo tanto, tenemos que:

Ancho de banda = B = 24 s

En la figura 5-4 se observa que, además de los vehículos que viajan dentro del ancho de banda, algunos pasan por las intersecciones 1 y 2 sin detenerse, pero se paran en la intersección 3, continuando al finalizar el intervalo rojo y luego pasan sin detenerse por la número 4. Otros pasan por la intersección 1 y se detienen en la 2, continuando al finalizar el intervalo rojo y luego pasan por las intersecciones 3 y 4 sin detenerse.

El ancho de banda representa una medida de la eficiencia del sistema, la cual se expresa mediante la siguiente ecuación:

% Eficiencia = (B/C)*100…….. (ec. 5-2)

Donde:

B = ancho de banda (s)

C = longitud del ciclo (s)

Para el ejemplo que estamos desarrollando, obtenemos:

% Eficiencia = (24/60)*100 = 40%

El ancho de banda B nos permite calcular el volumen de tránsito, durante una hora, que pasa por todas las intersecciones sin detenerse. De acuerdo con las recomendaciones del *Higway Capacity Manual* (HCM), podemos suponer que la rata de flujo de saturación base es de 1.900 veh/h (2), por lo cual podemos asumir que el intervalo entre vehículos, por canal, dentro del pelotón, es:

h = 3.600/1.900 = 1,9 segundos.

Para el ejemplo, calculamos el número de vehículos por ciclo que no se detienen:

Número de vehículos que no se detienen = B/h = 24/1,9 = 12,6 veh/ciclo * canal

El número de ciclos por hora se calcula como 3.600/C; para el ejemplo tenemos:

Número de ciclos por hora = 3.600/60 = 60 ciclos/hora

Por lo tanto, el volumen de vehículos que no se detienen es:

Volumen de vehículos que no se detienen = 12,6 * 60 = 756 veh/h * canal.

A esta forma de coordinación se le llama sistema progresivo. Cuando los desfases, longitud de ciclo y duración de los intervalos se mantienen constantes durante todo el día, se le denomina sistema progresivo simple. Cuando estas variables cambian, de acuerdo a las condiciones del tráfico, durante varios períodos, se le llama sistema progresivo flexible.

A la velocidad de los vehículos ubicados en el ancho de banda se le conoce como la velocidad de progresión, la cual representa la velocidad promedio de marcha. La velocidad de progresión puede cambiar entre una sección y otra de la vía, dependiendo de las características de la misma, del tránsito y de los desarrollos laterales.

Como se indicó anteriormente, para mantener una relación consistente entre los desfases, la longitud del ciclo debe ser la misma a lo largo de todo el sistema, sin embargo, en algunas circunstancias especiales, es posible que una intersección crítica opere con un ciclo que sea la mitad o el doble del ciclo normal, lo cual generalmente degrada la operación del sistema.

5.2.1 Coordinación de semáforos en una vía de doble sentido

En la sección anterior se vio lo fácil que resulta implementar un sistema progresivo, en una vía de un solo sentido de circulación. En cambio, cuando se trata de una vía con circulación en los dos sentidos, al determinar los desfases en un sentido, automáticamente quedan establecidos los del otro, de tal manera que si establecemos una coordinación para que exista un sistema progresivo en un sentido, con un ancho de banda con una buena eficiencia, es posible que, para los vehículos que circulan en el sentido contrario, la progresión sea muy deficiente, con un ancho de banda muy angosto (3).

En la figura 5-5 se ilustra el caso de una vía de doble sentido, con cuatro intersecciones.

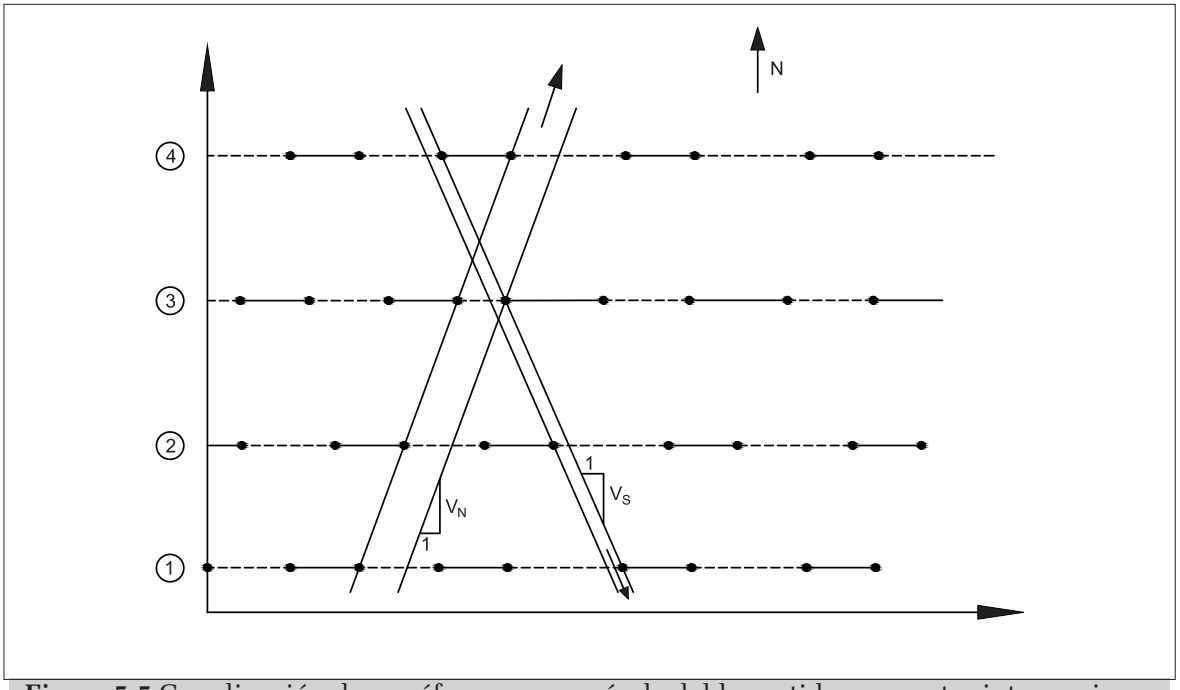


Figura 5-5 Coordinación de semáforos en una vía de doble sentido con cuatro intersecciones

En esta figura se partió del objetivo de mantener la progresión hacia el Norte, como si se tratara de una vía de un solo sentido, para lo cual, conocida la velocidad de progresión en este sentido, V_N, se aplicó la ecuación 5-1 para obtener los desfases entre cada dos intersecciones consecutivas. Vemos que el ancho de banda muestra una buena eficiencia, la cual está limitada por el intervalo verde de la intersección 3, el cual es el menor de todas las intersecciones.

Para dibujar la banda correspondiente al movimiento hacia el Sur, se trazaron dos líneas paralelas con una velocidad (pendiente) lo más cercana posible a la velocidad de progresión en ese sentido, y tratando de obtener el mayor ancho posible. Generalmente, se procura que la velocidad de progresión coincida con la velocidad promedio de marcha de la vía.

El ancho de banda en el sentido hacia el Sur, muestra una eficiencia relativamente baja, tal como era de esperarse, ya que los desfases en ese sentido quedan especificados una vez determinados los del sentido hacia el Norte.

Dependiendo del período del día, y las características del tránsito, es posible que esta sea una solución aceptable. Por ejemplo, si durante el período pico de entrada, el flujo de tránsito en el sentido hacia el Norte es preponderantemente mayor que el flujo hacia el Sur, estaremos interesados en mantener la progresión en aquel sentido, con el mayor ancho de banda posible, en detrimento del sentido hacia el Sur. Si en el período pico de salida se revierte el flujo, resultando el mayor movimiento hacia el Sur, entonces la situación mostrada en la figura se revertiría a favor de ese sentido, para lo cual la progresión la buscaríamos en el sentido Norte-Sur.

Durante los períodos valle, probablemente estaremos interesados en proporcionar anchos de banda más o menos iguales para los dos sentidos de circulación; y en algunos períodos pico o valle a lo mejor conviene obtener, para cada sentido de circulación, anchos de banda más o menos proporcionales a los flujos de tráfico existentes o esperados.

En estos últimos casos no es fácil determinar los anchos de banda que se adapten a los objetivos planteados, ya que no existe un procedimiento único para resolver este problema, y tampoco existe una solución única, pues generalmente se encuentran diferentes soluciones aceptables.

Una forma posible de atacar el problema es utilizando métodos manuales de ensayo y error, tal como se ilustra en la figura 5-6 (4).

Así, por ejemplo, si el objetivo es encontrar los desfases para obtener los máximos anchos de banda posibles para los dos sentidos de circulación, con eficiencias similares, observamos en la figura 5-5 que en la intersección N° 1 podemos correr hacia la izquierda los inicios de los intervalos verdes, sin que el sentido hacia el Norte se deteriore y, en cambio, se puede aumentar el ancho de banda hacia el Sur.

Lo mismo ocurre en la intersección N° 4, en donde también es posible correr un poco hacia la izquierda los inicios de los intervalos verdes, sin que se deteriore el sentido hacia el Norte, pero obteniendo beneficios para la banda hacia el Sur.

Estos cambios se ilustran en la figura 5-6, la cual se obtuvo mediante tanteos sucesivos hasta que se encontró una solución apropiada.

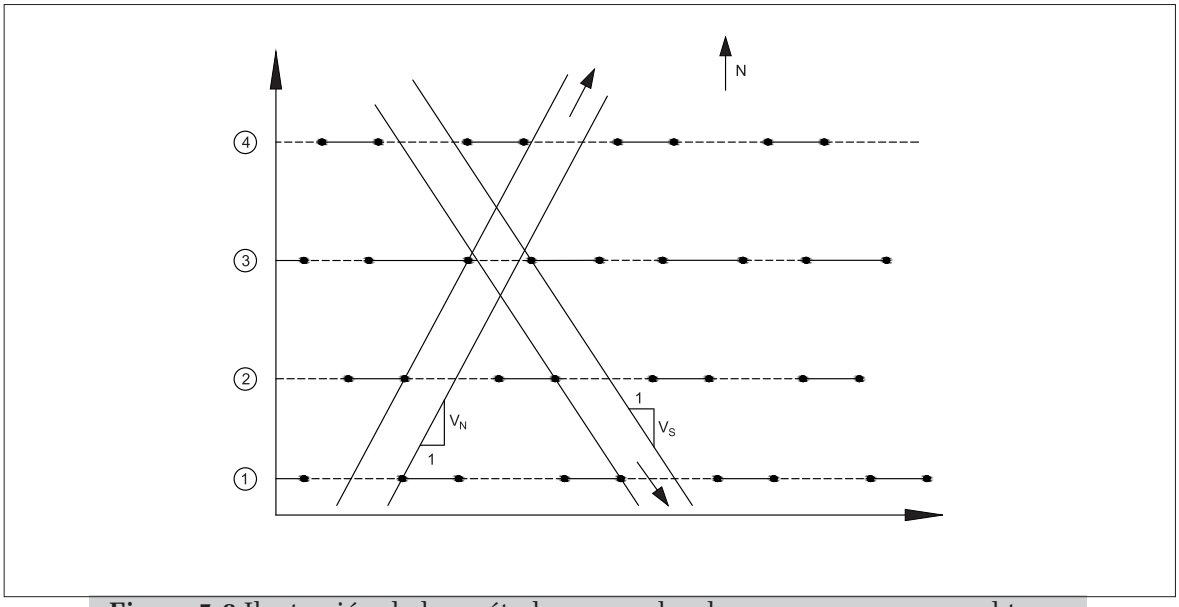


Figura 5-6 Ilustración de los métodos manuales de ensayo y error para obtener los desfases y anchos de banda

En la figura 5-6 vemos que el ancho de banda hacia el Sur mejoró bastante respecto al de la figura 5-5, pero el ancho en el sentido hacia el Norte continúa siendo mayor. Si queremos que los dos sean iguales, debemos continuar haciendo tanteos, moviendo los inicios de los intervalos verdes en algunas o en todas las intersecciones.

En la figura 5-6, el ancho de banda en el sentido Norte se mantiene igual al de la figura 5-5, pero en otros casos es posible que el mismo se modifique durante los tanteos.

De la misma manera, durante los tanteos podemos hacer cambios a las velocidades, procurando que las mismas resulten lo más parecido posible a las deseadas para la vía y el período considerados. Nada se gana con obtener buenos anchos de banda si las velocidades de progresión son demasiado bajas o demasiado altas con respecto al valor deseado.

También, la longitud del ciclo se puede modificar durante los tanteos, lo cual generalmente se hace para variar los intervalos verdes o para ajustar la velocidad de progresión.

La velocidad de progresión está relacionada con la longitud del ciclo, a través de la distancia entre las intersecciones, de tal manera que estas tres variables se relacionan entre sí y, en conjunto, definen la coordinación del sistema. Lo que se persigue, en definitiva, con la coordinación, es encontrar el ciclo y la velocidad de progresión que más se adaptan a las distancias entre las intersecciones, así como los desfases para cumplir con los objetivos planteados.

Una vez que se determina el ciclo óptimo en las intersecciones de una vía, consideradas en forma individual, se sabe que, para una intersección en particular, si se aumenta o disminuye un poco la longitud del mismo, no cambia mayormente la demora, a menos que los cambios sean muy grandes, de tal manera que la longitud del ciclo que más se adapte a la coordinación de los semáforos será la que, en general, privará para la selección definitiva de dicho valor.

En cambio, si existen variaciones en los intervalos verdes, se debe chequear que cumplan con los requerimientos del análisis de las intersecciones consideradas en forma individual.

Vemos entonces que, posiblemente, se tienen que hacer ajustes, tanto en algunas de las intersecciones consideradas individualmente o dentro del sistema que se está coordinando, lo cual se consigue cambiando, en forma iterativa, los resultados de ambos análisis, lo cual puede resultar bastante laborioso si lo realizamos en forma manual, pero afortunadamente existen varios paquetes de computación que ayudan enormemente a encontrar la solución más apropiada a cada caso.

A esta forma de hacer la coordinación de los semáforos, en una vía en doble sentido de circulación, se le llama, al igual que en las vía de un solo sentido, un sistema progresivo. Cuando los desfases, longitud de ciclo y duración de los intervalos se mantienen constantes durante todo el día, se le denomina sistema progresivo simple. Cuando estas variables cambian, de acuerdo a las condiciones del tráfico, durante varios períodos, se le llama sistema progresivo flexible.

La velocidad de progresión puede ser diferente en cada sentido de circulación, y puede cambiar entre una sección y otra de la vía, dependiendo de las características de la vía, del tránsito y de los desarrollos laterales. Cuando las velocidades que resultan del sistema coordinado varían de una a otra sección de la vía, es conveniente el uso de señales para orientar a los conductores.

Como se indicó anteriormente, para mantener una relación consistente entre los desfases, la longitud del ciclo debe ser el mismo a lo largo de todo el sistema, sin embargo, en algunas circunstancias especiales, es posible que una intersección crítica opere con un ciclo que sea la mitad o el doble del ciclo normal, lo cual generalmente degrada la operación del sistema.

Cuando el objetivo en un sistema en estudio es la minimización de la demora, entonces la maximización de los anchos de bandas es una buena estrategia, sin embargo, si además se quiere minimizar el número de detenciones de los vehículos, la optimización de los anchos de banda no necesariamente cumple con este último objetivo.

Así mismo, existen otras estrategias de coordinación de semáforos que cumplen con el objetivo de minimización de las demoras o de las detenciones, o de alguna combinación de ambos, pero la optimización de los anchos de banda siempre resulta en una buena opción para ayudar a cumplir con los mismos.

Los sistemas progresivos simples y flexibles tienen su mejor aplicación en condiciones de tráfico no saturado pero, cuando estamos en presencia de congestión en las intersecciones, esta estrategia de coordinación pierde eficiencia y, para mantener el tráfico en movimiento, debemos pensar en otras estrategias.

5.2.2 Coordinación de semáforos cuando existen colas de vehículos

Para desarrollar el sistema progresivo de coordinación, implícitamente se asumió que el primer vehículo dentro del ancho de banda, al llegar a una intersección durante el intervalo verde, no encuentra vehículos esperando en cola; sin embargo, es posible que en el ciclo anterior algunos vehículos se quedaron rezagados, alejándose del pelotón de la banda y no pudieron pasar, o que los últimos vehículos de la banda, por alguna razón, tuvieron que detenerse. También puede ocurrir que algunos vehículos entraron desde accesos intermedios en el tramo, o desde puestos de estacionamiento.

La existencia de vehículos en cola en la intersección puede complicar la estrategia de coordinación de los semáforos. Para explicar este punto, supongamos una vía con un solo sentido de circulación, y analicemos dos intersecciones consecutivas (ver figura 5-7) (5).

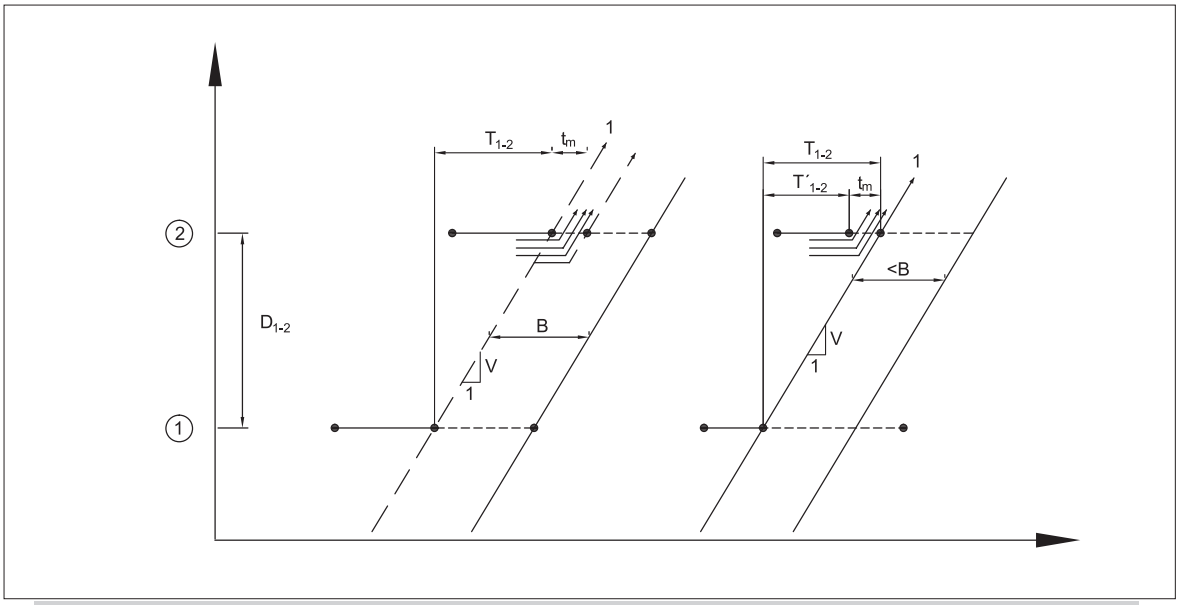


Figura 5-7 Coordinación de dos semáforos consecutivos en una vía de un solo sentido, con una cola de vehículos en la intersección 2

En la parte izquierda de la figura 5-7 se muestran dos intersecciones 1 y 2, separadas por una distancia $D_{1\text{-}2}$ (m), en una vía en un solo sentido, en donde se quieren coordinar los semáforos con una velocidad de progresión V (km/h).

Calculamos el desfase correspondiente, T_{1-2}, aplicando la ecuación 5-1:

$T_{1-2} = D_{1-2}/(V/3{,}6)$…… (ec. 5-1)

Con este desfase, vemos que el primer vehículo del pelotón (vehículo 1) pasa por la intersección 1 en el momento cuando se inicia su intervalo verde y, viajando a la velocidad V, pasaría por la intersección 2 justo en el momento cuando en la misma se inicia su intervalo verde.

Pero observamos que, en la intersección 2, durante el intervalo rojo, se han acumulado tres vehículos en cola los cuales, una vez que se produzca el cambio a verde en el semáforo, comenzarán a moverse, y el vehículo 1 tendrá que esperar hasta que los vehículos en cola hayan desalojado la intersección para poder continuar.

Para garantizar que el vehículo 1 no detenga su marcha y continúe a través de la intersección 2 a la velocidad V, debe ocurrir que los tres vehículos en cola desalojen la línea de parada antes de que aquél llegue a la intersección, para lo cual debemos adelantar el inicio de la cola un tiempo t_n (n es el número de vehículos en cola, en la figura 5-7 n = 3), lo que equivale a encontrar un desfase modificado T'_{1-2}, el cual lo calculamos con la ecuación 5-3:

$T'_{1-2} = T_{1-2} - t_n$ …… (ec. 5-3)

Donde:

T_{1-2} = Desfase original (s) calculado con la ecuación 5-1

t_n = Tiempo (s) requerido por los n vehículos en cola, para desalojar la intersección

T'_{1-2} = Desfase modificado (s)

Para calcular t_n se pueden aplicar los conceptos que se estudian en el análisis de intersecciones semaforizadas, de acuerdo con la siguiente expresión:

$t_n = l + n \times h$ …… (ec. 5-4)

Donde:

l = Tiempo perdido al arranque (s)

n = Número de vehículos en cola

h = intervalo entre vehículos (s)

Para los cálculos, asumimos como tiempo perdido al arranque l = 2 s, y para el intervalo entre vehículos h = 1,9 s.

A medida que aumenta el número de vehículos en cola, n, el desfase modificado, T'_{1-2}, se hace más pequeño, hasta llegar a cero, y los dos semáforos comienzan sus intervalos verdes simultáneamente.

Si el número de vehículos es aún mayor, entonces el desfase modificado T'_{1-2} se hace negativo, lo cual significa que el semáforo 2 comienza la verde antes que el semáforo 1, dando lugar a los llamados sistemas de progresión invertida.

A medida que disminuye el desfase modificado, $T'_{1\text{-}2}$, el ancho de banda que pasa por la intersección 1 se hace más pequeño, tal como se ilustra en la figura 5-7, resultando que algunos de los vehículos del pelotón que pasan por la intersección 1 tendrán que detenerse en la intersección 2 pero, en cambio, los vehículos que estaban en cola serán los primeros vehículos que continúan en el pelotón después de esta intersección.

Si el número de vehículos en cola, n, es muy grande, puede ocurrir que todo el intervalo verde en la intersección 2 se utiliza para el desalojo de la cola y todo el pelotón que pasa por la intersección 1 tendrá que detenerse en la 2.

Vemos entonces que, a medida que el flujo de tránsito se acerca a la condición de saturado, aumentará la cola en la intersección 2 y se pierde la progresión, lo cual confirma lo que se indicó anteriormente: que los sistemas progresivos tienen su mayor aplicación para las condiciones de tráfico no saturado.

Para mejorar el ancho de banda, en algunas circunstancias se pueden hacer algunos ajustes a la velocidad de progresión o se puede modificar el ciclo. También se pueden hacer cambios en los intervalos verdes de algunas intersecciones, aunque si este es el caso deberá comprobarse que la calle transversal quede con un verde apropiado.

Aunque no se tenga un sistema progresivo, en los casos de existir colas de vehículos todavía decimos que existe la coordinación de los semáforos, pues el inicio de la verde en una intersección está relacionado con el inicio en la intersección adyacente, es decir, el desfase obedece a una estrategia determinada.

Hemos visto las dificultades que se presentan en la coordinación de las vías de un solo sentido, cuando existen colas de vehículos en algunas intersecciones. En las vías de doble sentido la solución será todavía más difícil, pues se agregan otros factores: por ejemplo, el tamaño de la cola en un sentido puede ser diferente a la del sentido contrario; las condiciones de flujo también pueden variar, todo lo cual agrega complejidad al problema y dificulta encontrar la coordinación más apropiada, sobre todo si tratamos de resolver el problema con métodos manuales, pero los paquetes de computación existentes constituyen una herramienta muy valiosa que el ingeniero de tránsito debe aprovechar, para contribuir a encontrar la mejor coordinación que se adapte a las condiciones particulares en cada situación planteada.

5.2.3 Sistema alterno simple

Para ciertas combinaciones de longitud de ciclo, velocidad de progresión y distancia entre intersecciones, existen algunos patrones de desfases con los cuales se obtienen los mejores resultados de progresión y anchos de banda (6) (7).

Entre estos patrones está el llamado sistema alterno simple. Supongamos que tenemos un grupo de intersecciones con separación constante entre ellas, D, y los semáforos operan con longitud de ciclo C y con un intervalo verde igual a C/2.

Si se coordinan los semáforos, de tal manera que en una intersección se tiene la indicación verde, en la siguiente la indicación roja, en la subsiguiente la verde, y así sucesivamente, lo cual equivale a decir que el desfase entre dos semáforos consecutivos es igual a C/2, se obtiene el sistema alterno simple, mostrado en la figura 5-8.

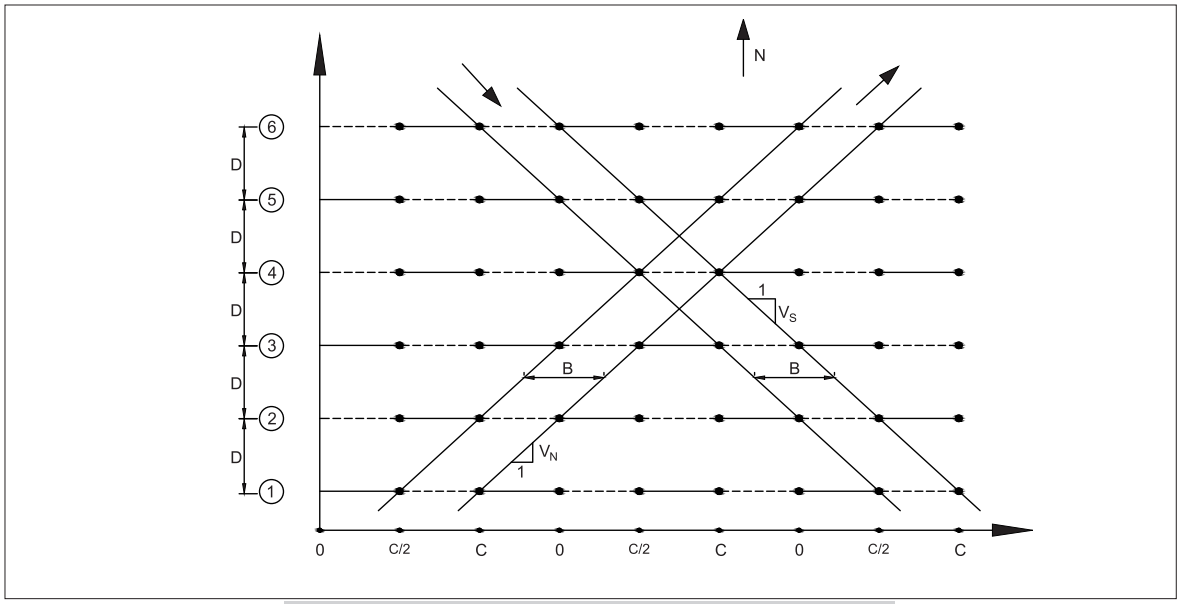


Figura 5-8 Sistema alterno simple
Fuente: Información de conocimiento general

De la figura 5-8 obtenemos lo siguiente:
Ancho de banda en ambos sentidos = B = C/2
Desfases = C/2
Velocidad de progresión $V_N = V_S = V$

$V = D*3,6/(C/2)$ ..... (ec. 5-5)

Donde:
V = Velocidad de progresión (km/h)
D = Distancia entre intersecciones (m)
C = Longitud de ciclo (s)

La ecuación 5-5 relaciona las tres variables que determinan la coordinación de los semáforos, la cual se puede aplicar de dos maneras: conocida la longitud del ciclo determinar la velocidad de progresión, o conocida la velocidad de progresión calcular la longitud del ciclo.

Para entender la relación entre la velocidad de progresión, longitud de ciclo y velocidad de progresión, aplicando la ecuación 5-5, se obtienen los resultados mostrados en la tabla 5-1.

Tabla 5-1. Relación entre la velocidad de progresión, longitud del ciclo y espaciamiento entre semáforos. Sistema alterno simple

Longitud del ciclo (s)	Espaciamiento entre semáforos (m)			
	200	400	600	800
	Velocidad de progresión (km/h)			
50	28,8	57,6	86,4	115,2
60	24	48	72	96
70	20.6	41.1	61,7	82.3
80	18	35.2	54	72
90	16	36	48	64
100	14.4	28.8	43,2	57.6
110	13,1	26.2	39,3	52.4
120	12	24	36	48

Esta es la misma tabla 3-12 que se utilizó en el capítulo 3 para recomendar el espaciamiento de las intersecciones semaforizadas, considerando la clasificación funcional de las vías.

Según los resultados de la tabla 5-1, vemos que el sistema alterno simple es apropiado cuando se tienen espaciamientos largos entre semáforos, de 800 metros, en vías arteriales principales. Así, durante las horas pico los altos volúmenes de tránsito exigen longitudes grandes de ciclo, y en la tabla vemos que los ciclos mayores (90 segundos y más) permiten velocidades apropiadas en las horas pico en estos tipos de vías (ver tabla 3-2 en el capítulo 3). De la misma manera, durante las horas valle las longitudes de ciclo serán más pequeñas y las velocidades resultantes también se corresponden con las consideradas como deseadas en las vías arteriales (ver tabla 3-2 en capítulo 3).

Vemos que el sistema alterno simple también es apropiado cuando el espaciamiento entre semáforos es de 400 a 600 metros en vías colectoras y arteriales menores, ya que las velocidades de progresión se corresponden a las estipuladas para esos tipos de vías (ver tabla 3-2 en el capítulo 3).

Este sistema, en cambio, cuando las separaciones entre semáforos son menores a 400 metros, hasta unos 200 metros, es muy difícil que se adapten a las vías arteriales, y serán apropiadas solamente en las vías colectoras.

Vemos también, en la tabla 5-1, que para espaciamientos menores a 200 metros, el sistema alterno simple no es muy conveniente, ya que las velocidades de progresión resultantes son muy bajas, tal como se ilustra en los siguientes ejemplos:

D = 100 m; C = 60 s; V = D*3,6/(C/2) = 12 km/h

D = 150 m; C = 80 s; V = D*3,6/(C/2) = 13,5 km/h

Para dibujar el diagrama espacio-tiempo de la figura 5-8, se tomó la repartición de

50% para el intervalo verde y 50% para el intervalo rojo, lo cual da origen al sistema alterno simple propiamente dicho, sin embargo, el concepto se puede extender a los casos cuando se tienen otras reparticiones, e inclusive al caso de diferentes intervalos verdes en cada intersección.

5.2.4 Sistema alterno doble

Otro patrón, que se adapta a otras combinaciones de ciclo, velocidad de progresión y distancia entre intersecciones, es el llamado sistema alterno doble. Supongamos que tenemos un grupo de intersecciones con separación constante entre ellas, D, y los semáforos operan con longitud de ciclo C y con un intervalo verde igual a C/2.

Si se coordinan los semáforos, de tal manera que dos intersecciones consecutivas muestran la indicación roja, las otras dos muestran la indicación verde, y así sucesivamente, se obtiene el sistema alterno doble, mostrado en la figura 5-9.

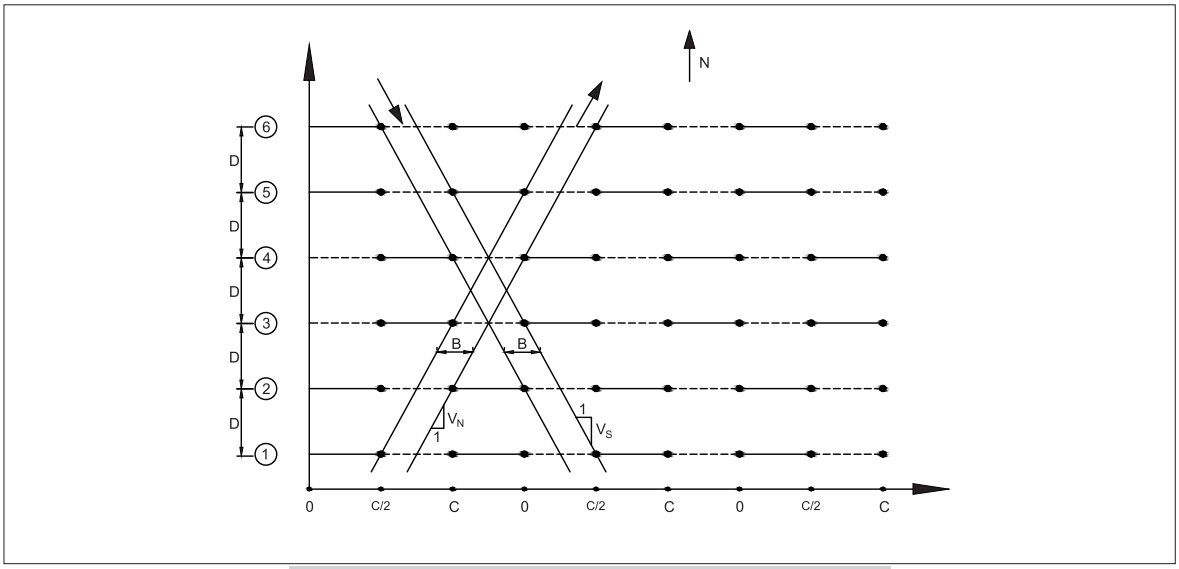


Figura 5-9 Sistema alterno doble
Fuente: Información de conocimiento general

De la figura 5-9 obtenemos lo siguiente:

Ancho de banda en ambos sentidos = B = C/4
Desfases = 0 y C/2
Velocidad de progresión $V_N = V_S = V$

$V = 2D*3,6/(C/2)$ ..... (ec. 5-6)

Donde:
V = Velocidad de progresión (km/h)
D = Distancia entre intersecciones (m)
C = Longitud de ciclo (s)

La ecuación 5-6 relaciona las tres variables que determinan la coordinación de los semáforos, la cual se puede aplicar de dos maneras: conocida la longitud del ciclo determinar la velocidad de progresión, o conocida la velocidad de progresión calcular la longitud del ciclo.

Para entender la relación entre la velocidad de progresión, longitud de ciclo y velocidad de progresión, aplicando la ecuación 5-6 se obtienen los resultados mostrados en la tabla 5-2

Tabla 5-2. Relación entre la velocidad de progresión, longitud del ciclo y espaciamiento entre semáforos. Sistema alterno doble

Longitud del ciclo (s)	Espaciamiento entre semáforos (m)		
	100	200	400
	Velocidad de progresión (km/h)		
50	28,8	57,6	115,2
60	24	48	96
70	20,6	41.1	82,3
80	18	36	72
90	16	32	64
100	14,4	28.8	57,6
110	13,1	26.2	52,4
120	12	24	48

Vemos que el sistema alterno doble solamente es apropiado cuando el espaciamiento entre semáforos es menor de 200 metros, pues para distancias mayores las velocidades requeridas para mantener la progresión son muy altas, por lo que su mayor aplicación será en vías colectoras con distancias entre intersecciones relativamente cortas.

Para dibujar el diagrama espacio-tiempo de la figura 5-9, se tomó la repartición de 50% para el intervalo verde y 50% para el intervalo rojo, lo cual da origen al sistema alterno doble propiamente dicho, sin embargo, el concepto se puede extender a los casos cuando se tienen otras reparticiones, e inclusive al caso de diferentes intervalos verdes en cada intersección.

5.2.5 Sistema simultáneo

Se tiene un sistema simultáneo cuando, en todas las intersecciones de una vía, se inician los intervalos verdes en el mismo instante, lo cual equivale a decir que el desfase entre dos intersecciones consecutivas es cero, tal como se ilustra en la figura 5-10.

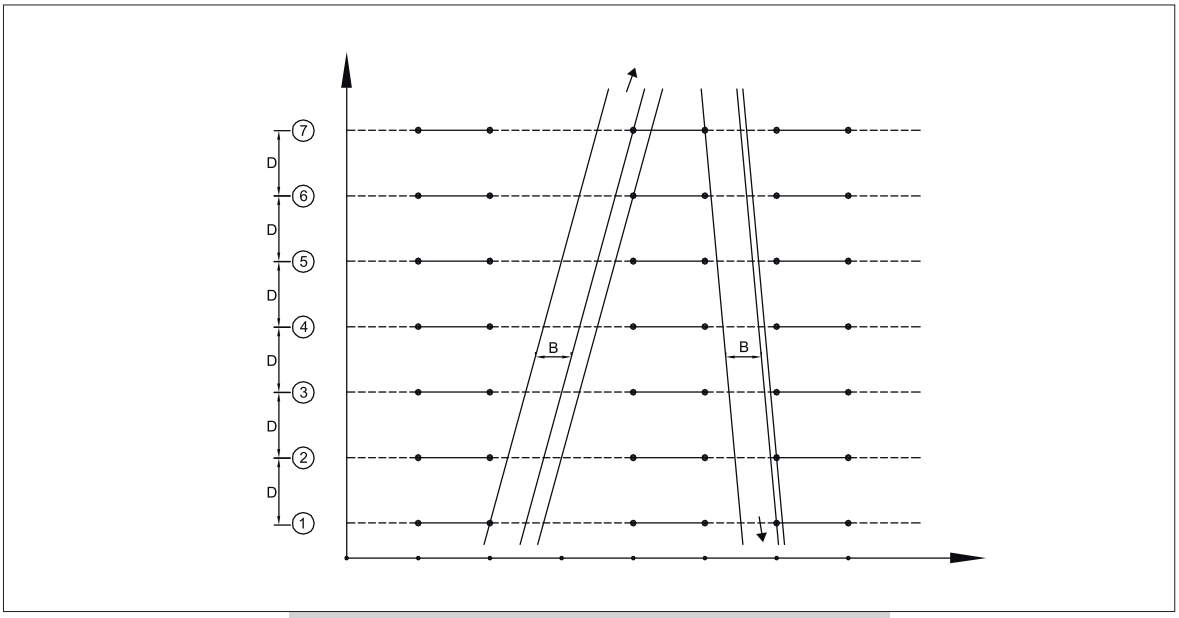


Figura 5-10 Sistema simultáneo
Fuente: Información de conocimiento general

Este sistema se usa a menudo cuando las distancias entre intersecciones son muy cortas, menores de 150 metros. En estos casos, se consigue una buena eficiencia cuando los intervalos verdes son grandes.

Tiene el inconveniente de incentivar las altas velocidades, pues los conductores tratan de recorrer el mayor número posible de intersecciones sin detenerse.

En la figura 5-10 observamos que el ancho de banda es mayor entre las intersecciones 1 a 6, en el sentido hacia el Norte, pero al llegar a la intersección 7 el pelotón queda cortado. Si continuáramos el trazado del ancho de banda, veríamos que el pelotón se va cortando a medida que avanza corriente abajo. Una situación similar se obtiene para el movimiento hacia el Sur para el cual, entre las intersecciones 7 y 2, el ancho de banda es mayor, y el pelotón se corta al llegar a la intersección 1.

El sistema simultáneo también puede tener utilidad cuando existen condiciones de altos flujos de tráfico, para impedir la congestión y el bloqueo de la intersección corriente arriba. Por una parte, este patrón permite el despeje de los vehículos en el acceso a la intersección corriente abajo y, por otra parte, los pelotones son cortados de una manera tal que, generalmente, previene el bloqueo de las intersecciones.

5.3 Otras estrategias de coordinación de semáforos

Como se indicó anteriormente, los objetivos que se persiguen en un sistema de semáforos pueden ser varios. Generalmente, los mismos incluyen la disminución de las demoras y de las detenciones; otras veces se agregan los relacionados con el consumo de combustible y con la emisión de contaminantes.

La estrategia de coordinar los semáforos para maximizar el ancho de banda, muchas veces resulta apropiada para cumplir con algunos de estos objetivos. Sin embargo, en algunas ocasiones, la estrategia más conveniente puede ser otra.

Un caso muy importante, y al que cada vez se le pone más interés, es al problema de la congestión del tráfico, incluyendo lo que se llama el bloqueo de las intersecciones por la presencia de las colas en los accesos de la intersección corriente abajo. En estos casos, cuando se quiere aliviar una intersección crítica, puede ser conveniente repartir las colas entre varias intersecciones corriente arriba y, entonces, la estrategia a seguir debe estar orientada a obtener estos resultados (8).

Otro aspecto que no se debe olvidar es la operación de las vías transversales. En muchas ocasiones el tráfico en estas vías es muy bajo, lo cual justifica coordinar los semáforos para favorecer la vía con prioridad, pero algunas veces una o varias intersecciones pueden formar parte de sistemas que también requieren coordinación en el sentido transversal.

Referencias bibliográficas

(1) Gordon F. Newell, *Theory of Highway Traffic Signals*, University of California at Berkeley (Berkeley, California, Institute of Transportation Studies, course Notes, 1989), pp. 224-236.

(2) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual,* HCM *2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 10-16.

(3) Gordon F. Newell, *Theory of Highway Traffic Signals*, University of California at Berkeley (Berkeley, California, Institute of Transportation Studies, course Notes, 1989), pp. 344-361.

(4) Peter S. Parsonson, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, Transportation Research Board, NCHRP 172, *National Research Council, Signal Timing Improvement Practices*, (Washington, D. C., National Research Council, 1992), pp. 30-37.

(5) William R. McShane, Roger P. Roess y Elena S. Prassas, *Traffic Engineering*, 2a. edición, (Upper Saddle River, New Jersey, Prentice Hall, 1998), pp. 599-601.

(6) *Ibid*, pp. 604-615.

(7) The Traffic Institute, *Signal System Timing*, "Traffic Control", (Evanston, Illinois, Northwestern University), pp. 2-15.
(8) Gordon F. Newell, *Theory of Highway Traffic Signals*, University of California at Berkeley (Berkeley, California, Institute of Transportation Studies, course Notes, 1989), pp. 235-236.

Criterios particulares para el diseño funcional de las intersecciones y conexiones de accesos

capítulo

6

Mediante el diseño funcional se definen soluciones conceptuales, por medio de las cuales se plantean los elementos distintivos de las intersecciones y otras conexiones de acceso, en forma individualizada o agrupadas en un tramo específico de vía.

El diseño funcional puede, entonces, estar referido a un tramo vial o a una intersección aislada, o también puede estar referido a un grupo de movimientos en una intersección o a un movimiento individual.

En los capítulos anteriores del texto se expusieron y describieron algunos criterios generales del diseño funcional, que en forma separada o en conjunto ayudan al ingeniero a definir conceptualmente el diseño para cumplir con los objetivos planteados. Estos objetivos pueden ser de muy variada naturaleza: mitigar los efectos negativos de los accesos; resolver la etapa de transición en el sistema vial, mediante la intersección de dos o más vías; resolver un problema de accesibilidad a las zonas adyacentes o colindantes de una vía; eliminar o disminuir problemas de seguridad del tránsito dentro o en las cercanías de una intersección; eliminar o disminuir problemas de congestión o de operación del tránsito en una intersección, en sus ramales o en los tramos viales, etc.

Para desarrollar un diseño funcional de un tramo vial o de una intersección, el ingeniero debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

a. El diseño funcional referido solamente a los aspectos geométricos no puede deslindarse del diseño operacional, el cual se ha considerado en varios capítulos del texto, y se refiere, entre otras cosas, a la forma de regulación del tránsito y, en el caso del uso de semáforos, a la forma de operar los mismos, número de fases e intervalos, asignación de tiempos, etc.

   De tal manera que un diseño funcional de la geometría, para que pueda ser viable, debe estar acompañado de un diseño operacional, cuyo planteamiento, a su vez, puede obligar o sugerir hacer cambios en aquél; o a la inversa, un diseño funcional

puede requerir, para su cabal funcionamiento, unas características específicas del diseño operacional.

b. Para cumplir con unos objetivos, generalmente existe más de un diseño alternativo. El ingeniero, entonces, deberá llevar a cabo un análisis multicriterio para decidir cuál es la mejor opción, o presentar ante los organismos decisorios todos los factores involucrados en cada uno de los diseños propuestos.

En muchas ocasiones, para resolver una situación planteada, son llamados varios profesionales, los cuales casi siempre proponen soluciones diferentes, entre las que no será fácil seleccionar una para su desarrollo, pues es casi seguro que todas las alternativas presentadas son buenas y funcionarán bien una vez implementadas.

Sin embargo, existen criterios de tipo general o particular, referidos al diseño de un tramo vial, de una intersección, de un movimiento o grupo de movimientos, etc., los cuales convenientemente aplicados proporcionarán las herramientas al ingeniero para configurar la solución que a su juicio resolverá el problema planteado.

En los capítulos anteriores se trató sobre los criterios generales del diseño funcional, así como diversos aspectos del diseño operacional. En el presente capítulo se describen algunos criterios y soluciones particulares o puntuales que, bien implementados, resultarán en una buena guía para la definición conceptual de la solución, los cuales se exponen en las siguientes secciones.

6.1 Ángulo de la intersección

En la sección 3.2 del capítulo 3, se indicó la conveniencia de que el ángulo de la intersección esté en el rango de 75º a 90º, procurándose que se acerque lo más que se pueda a un ángulo recto, lo cual contribuye a mantener condiciones operacionales y de seguridad satisfactorias. Las intersecciones con ángulo pequeño reciben el nombre de intersecciones esviadas.

Cuando se trata de una nueva intersección, la recomendación de proporcionar un ángulo cercano a 90º generalmente se puede cumplir sin mayores esfuerzos, salvo algunos casos de derecho de vía muy restringido.

En intersecciones existentes, con ángulos por debajo del rango indicado, en muchas ocasiones se pueden hacer modificaciones al alineamiento horizontal de una de las dos vías, generalmente la de menor jerarquía en la clasificación funcional, para mejorar el ángulo de la intersección, tal como se ilustra a continuación (1) (2). En las figuras 6-1a y 6-1b de la figura 6-1, se muestran dos formas de realizar esta modificación, las cuales son deseables porque las mismas mantienen un cruce simple, para el caso de intersecciones de cuatro ramas.

El esquema de la figura 6-1a es el tipo más deseable; se puede utilizar cuando existe suficiente derecho de vía en los dos cuadrantes en diagonal.

El esquema de la figura 6-1b se usa cuando se tiene derecho de vía solamente en un cuadrante.

Es recomendable que la distancia recta, D, tenga un valor mínimo de 45 m (3).

Los radios de las curvas R1 y R2 y el alineamiento horizontal de la vía modificada deben adaptarse a la velocidad de operación. En principio, un valor apropiado para R2 es 45 metros (4).

Un alineamiento modificado que incluya radios de curvatura pequeños y distancias rectas cortas, puede resultar en un diseño tan peligroso como la propia intersección esviada, en cuyo caso el ingeniero debe considerar medidas de reducción de la velocidad y el uso de señales apropiadas de prevención, así como estudiar cuidadosamente el método más conveniente de regulación del tráfico.

Existen situaciones con fuertes restricciones, en donde se dificulta mucho o resulta muy costoso utilizar ángulos de la intersección en el rango de 75º a 90º; se deben entonces hacer esfuerzos para proporcionar un valor de por lo menos 60º (5).

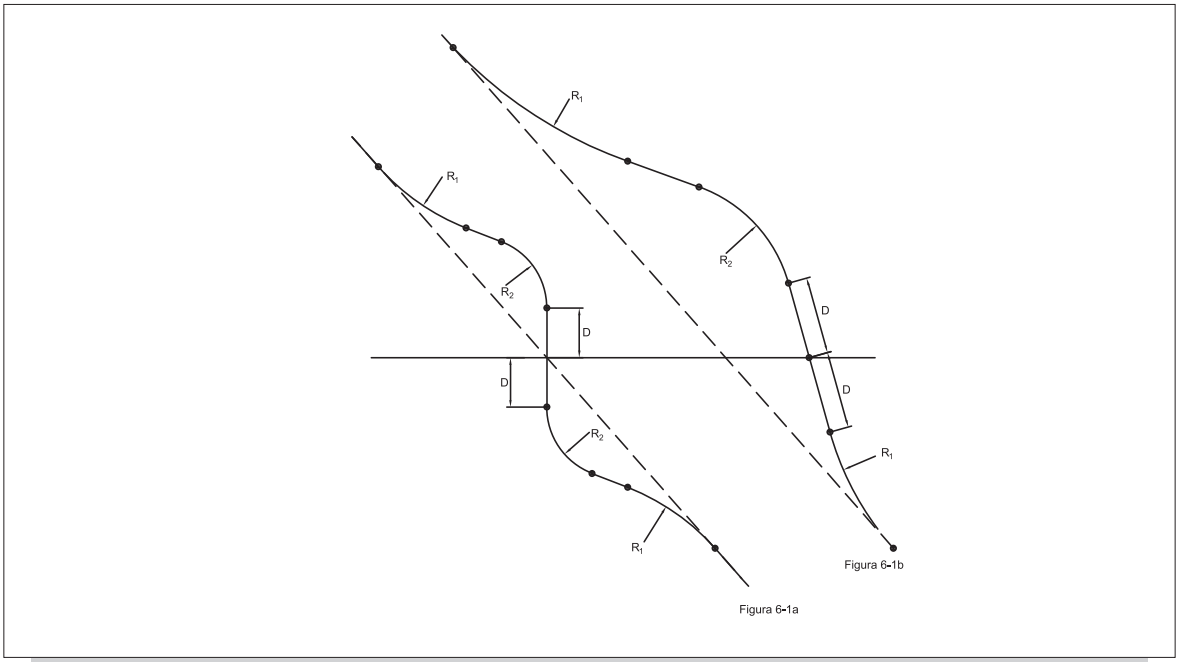


Figura 6-1 Modificación de una intersección esviada de cuatro ramas
Fuente: Basada en Timothy R. Neuman, Jack E. Leisch & Associates, Evanston, Illinois, Transportation Research Board, NCHRP 279, National Research Council*, Intersection Channelilzation Design Guide*, (Washington, D. C., National Research Council, 1985), figura 4-5, p. 44.

Otra forma de realizar la modificación de una de las vías, generalmente la de menor jerarquía, en una intersección esviada de cuatro ramas, se muestra en las figuras 6-2a

y 6-2b de la figura 6-2, la cual consiste en crear dos intersecciones desplazadas de tres ramas.

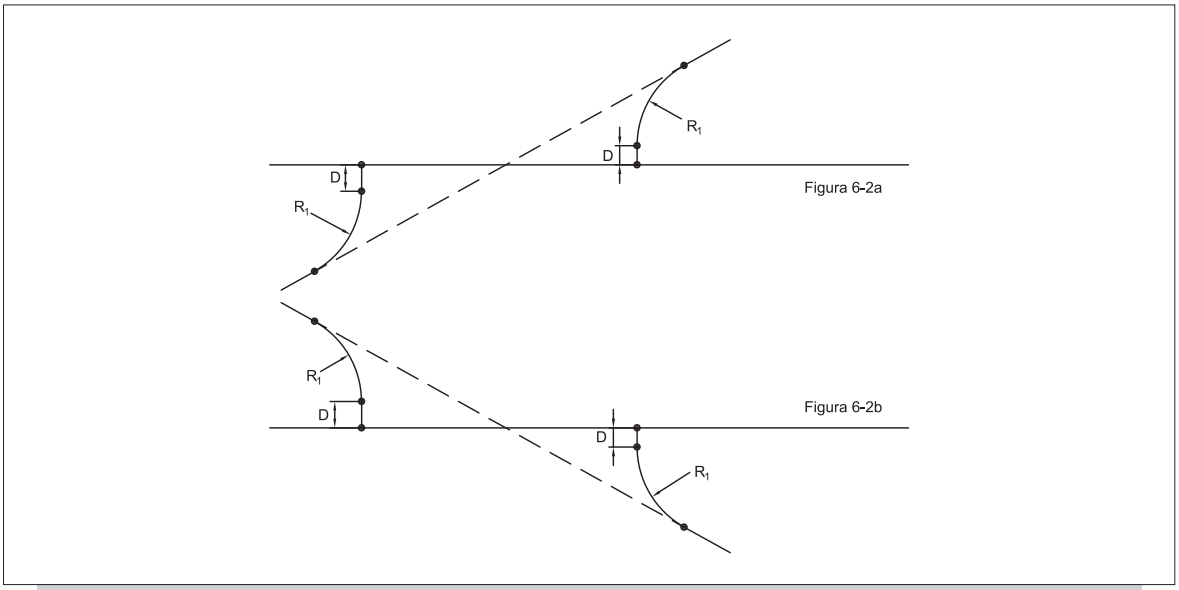


Figura 6-2 Modificación de una intersección esviada de cuatro ramas
Fuente: Basada en Timothy R. Neuman, Jack E. Leisch & Associates, Evanston, Illinois, Transportation Research Board, NCHRP 279, National Research Council, *Intersection Channelilzation Design Guide*, (Washington, D. C., National Research Council, 1985), figura 4-5, p. 44.

Aunque estos dos esquemas eliminan el problema de esviaje, pueden resultar en una operación deficiente de la vía que se modifica, ya que el tráfico que sigue derecho se ve obligado a realizar dos movimientos de giro, uno a la izquierda y uno a la derecha. Así mismo, se puede requerir una separación muy larga entre las dos intersecciones, cuando la velocidad en la vía de mayor jerarquía es alta o cuando se tienen volúmenes altos en alguna de las dos vías (6).

La selección de uno de los dos tipos mostrados depende de la posición relativa de las dos vías. En el esquema mostrado en la figura 6-2a, los vehículos en la vía menor hacen un giro a la derecha y después un giro a la izquierda, lo cual interfiere sustancialmente con el tráfico de la vía de mayor jerarquía. Por lo tanto, esta solución se debe usar solamente cuando el tráfico en la vía menor es bajo y no aumenta significativamente el volumen de la vía mayor; y además, también es poco el tráfico que sigue derecho en la vía menor y que se transforma en giros a la izquierda.

En el esquema de la figura 6-2b los vehículos en la vía menor hacen un giro a la izquierda y después un giro a la derecha, lo cual significa una ventaja respecto al caso anterior, ya que el giro a la izquierda se hace con menores inconvenientes, ya que los vehículos esperan en la vía menor hasta que exista una brecha apropiada en el tráfico de la vía de mayor jerarquía, y el giro a la derecha para reingresar a la vía de menor jerar-

quía interfiere menos que en el caso de los giros a la izquierda. De todas maneras, si este giro a la derecha es alto, también puede causar problemas operacionales, a menos que se tenga una separación grande entre las dos intersecciones y se proporcione un buen diseño para facilitar la realización de dichos giros.

En general, podemos decir que los esquemas de las figuras 6-2a y 6-2b pueden funcionar satisfactoriamente solamente cuando la mayor parte del tráfico en la vía de menor jerarquía no sigue derecho, sino que gira hacia la vía de mayor jerarquía.

Al igual que para los esquemas de las figuras 6-1a y 6-1b, es recomendable que la distancia recta, D, tenga un valor mínimo de 45 m(3), y el radio de la curva R1 y el alineamiento horizontal de la vía modificada deben adaptarse a la velocidad de operación. En principio, un valor apropiado para R1 es 45 metros (4).

En intersecciones de tres ramas también se aplican los mismos criterios y los mismos esquemas de las figuras 6-1 y 6-2, pero utilizando solamente el cuadrante de interés.

Un caso que amerita especial atención, se tiene cuando la vía de menor jerarquía está localizada en la prolongación de una de las tangentes de una curva horizontal de la vía de mayor jerarquía, tal como se indica.

Una intersección esviada de tres ramas que ocasiona muchos problemas desde el punto de vista operacional y de seguridad, se forma cuando la vía de menor jerarquía está localizada en la prolongación de una de las tangentes de una curva horizontal de la otra vía, tal como se indica en la figura 6-3.

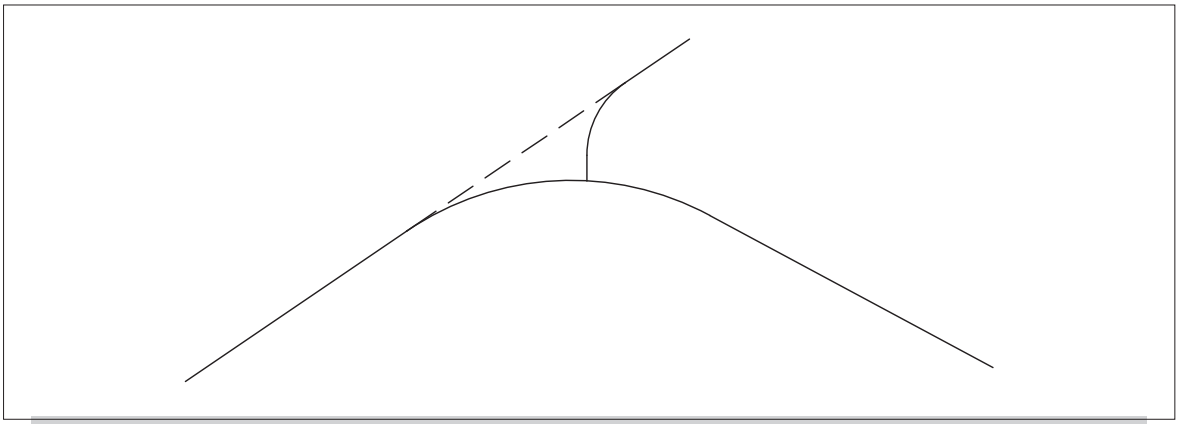


Figura 6-3 Intersección esviada de tres ramas en una curva horizontal
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-18, p. 584.

En este caso, es conveniente hacer la modificación tal como se indica en la figura, para guiar el tráfico hacia la vía de mayor jerarquía y mejorar la visibilidad en el punto de intersección (7).

De todas maneras, independientemente del ángulo de los alineamientos, se deben evitar intersecciones en curvas pronunciadas, debido a que el peralte y el sobreancho requeridos en las mismas complican el diseño y pueden reducir la distancia de visibilidad.

La solución ilustrada en la figura 6-3 puede tener la desventaja de un peralte en sentido contrario para los vehículos que giran y debe analizarse cuidadosamente cuando se tengan peraltes elevados y cuando el acceso menor tenga restricciones en la visibilidad debido a su pendiente.

En algunos casos de intersecciones esviadas, se puede considerar la opción de colocar un semáforo, lo cual puede resultar con mayor costo-efectividad en comparación a la modificación de la intersección. La semaforización tiende a disminuir, aunque no elimina completamente los choques potenciales asociados con la visibilidad disminuida durante los movimientos de seguir derecho o de girar (8).

6.2 Número de ramas de la intersección

Según lo estudiado en el capítulo 3, sección 3.2.1, sabemos que los puntos de conflicto en una intersección aumentan con el número de ramas. Aunque la geometría, los volúmenes de tráfico y otras condiciones pueden variar, en general podemos decir que las intersecciones hasta cuatro ramas son manejables mediante el diseño geométrico y/o la regulación del tránsito. En cambio, en las intersecciones con múltiples ramas (cinco o más), la operación del tráfico se hace bastante compleja y es más probable que ocurra mayor número de accidentes.

La regulación del tráfico en estas intersecciones mediante semáforos requiere múltiples fases, con las consecuentes demoras que esto implica.

De acuerdo con estas consideraciones, es importante evitar en los nuevos diseños el uso de estas intersecciones, y en el caso de mejoras de facilidades existentes se pueden adoptar soluciones de mejoras geométricas o de regulación del tráfico, dependiendo de los patrones de accidentes observados y de las restricciones de capacidad. A continuación, se indican diferentes formas de modificar las intersecciones de múltiples ramas, con la finalidad de eliminar algunos de los movimientos conflictivos (9) (10).

La figura 6-4a ilustra el realineamiento de la diagonal, para formar dos intersecciones de tres y cuatro ramas, las cuales deben quedar suficientemente separadas, de tal manera que no se produzcan problemas de operación o de seguridad, y las dos intersecciones puedan operar en forma simple.

Para interpretar la figura, se supone que la vía en sentido Este-Oeste es la de mayor jerarquía funcional, por lo que la modificación se hace para crear una nueva intersección sobre la vía de menor jerarquía.

En la figura 6-4b se muestra el realineamiento de dos diagonales, para formar dos intersecciones de cuatro ramas, separadas una distancia apropiada. Este esquema aplica para el caso en que la vía con dirección Norte-Sur sea la de mayor jerarquía. Si la más importante es la de sentido Este-Oeste, entonces puede ser preferible hacer el realineamiento hacia la otra vía, formándose tres intersecciones: dos de tres ramas y una de cuatro.

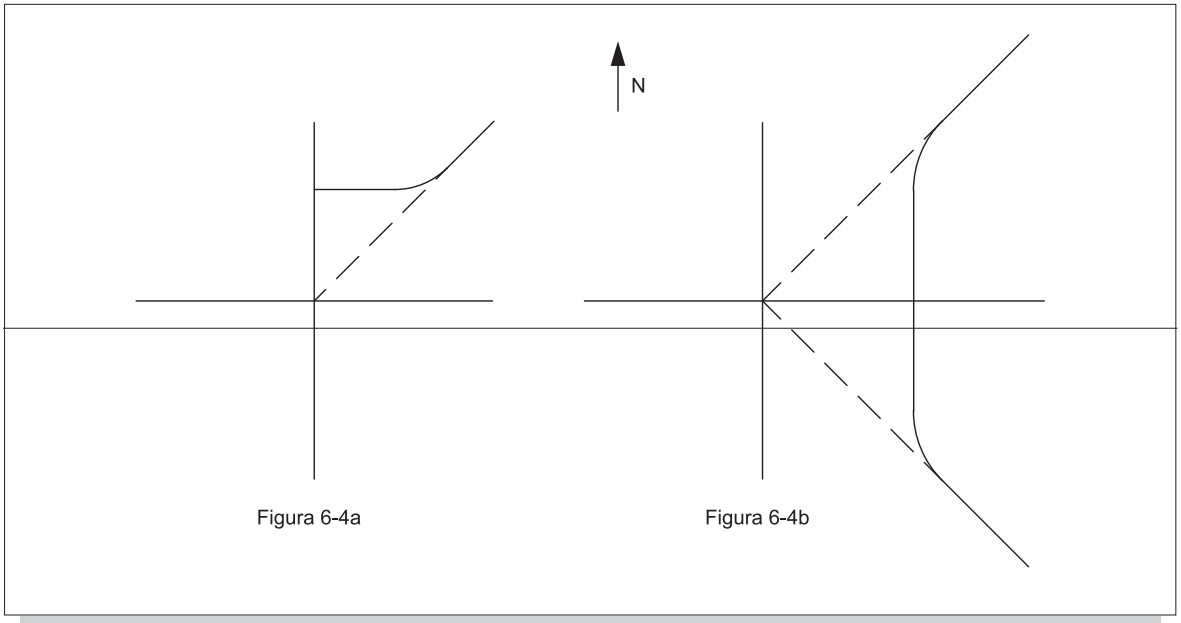


Figura 6-4 Realineamiento en intersecciones de múltiples ramas
Fuente: Basada en American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-14, p. 577.

Existen otras formas para disminuir la complejidad en la operación de las intersecciones de múltiples canales, como puede ser prohibir algunos movimientos en uno o más accesos, o cambiar la operación de algunos a un solo sentido de salida.

En algunos casos, el uso de redomas puede resultar una solución apropiada para el manejo de intersecciones de múltiples canales. Por su importancia, en una sección posterior se tratará con más detalle el diseño de las mismas.

6.3 Vías de servicio

En las áreas urbanas, cuando se construye una vía arterial, por lo general en las zonas adyacentes ocurren cambios en los usos del suelo y en la intensidad de las actividades que en ellos se desarrollan.

Cuando la planificación del sistema vial está ligada a un plan de desarrollo urbano, es posible, con algún grado de aproximación, anticipar los probables cambios que pueden ocurrir, lo cual facilita considerar elementos sobre el manejo de los accesos.

Pero también es cierto que una vez construida la vía aparecerán, con el correr del tiempo, nuevos usos y modificaciones, que no se previeron, por lo menos en su magnitud, como es el caso de los grandes centros comerciales y conjuntos residenciales multifamiliares.

En el capítulo 3 se trataron algunos de los aspectos relacionados con el manejo de los accesos, los cuales, bien aplicados, ayudan a mantener la función de movilidad de

una arterial, en armonía con las exigencias de las actividades en sus áreas circundantes, y más bien pueden complementar los desarrollos y continuar proporcionando el nivel de servicio deseado.

Tal como se señaló anteriormente, son las arteriales principales las que requieren un mayor cuidado en el manejo de los accesos. En las arteriales menores también es importante tener en cuenta los criterios estudiados, pero normalmente las exigencias son menores; y en un nivel inferior están las colectoras.

En las áreas rurales, aunque las características de las actividades y de los usos de las áreas contiguas a una vía difieren de lo que ocurre en las ciudades, se aplican criterios semejantes en el manejo de los accesos.

Un aspecto de vital importancia en las vías arteriales se refiere a la separación de las intersecciones, ya que esto está íntimamente relacionado con la capacidad, operación y seguridad en la vía y sus adyacencias.

Si en una vía se cumple con las recomendaciones sobre la separación de intersecciones, semaforizadas o no, se puede lograr mantener sus características funcionales, pero muchas veces existen condiciones que hacen difícil o imposibilitan cumplir con estas exigencias. Por ejemplo, la existencia de parcelas de tamaños muy variados, la necesidad de proporcionar acceso a un nuevo centro comercial o conjunto residencial, etc.

Algunas veces es posible aplicar tratamientos que contribuyen a un eficiente control de los accesos, como puede ser aprovechar una sola conexión para dar acceso a dos o más parcelas. En algunos casos se puede permitir la circulación interior entre parcelas. Otras veces, la existencia de una calle en la parte posterior de las edificaciones puede ayudar a facilitar el acceso a las mismas. Una solución puede ser el uso de las llamadas vías de servicio, las cuales controlan el acceso a las propiedades adyacentes y, por lo tanto, conservan o incrementan la seguridad y la operación de la arterial y al mismo tiempo acomodan las necesidades del tráfico local, peatones, ciclistas y otros usuarios fuera de dicha vía.

Una vía de servicio es una calle o vía privada o pública que transcurre generalmente paralela pero separada de la vía arterial. Su importancia radica en que ella reduce la severidad y la frecuencia de conflictos entre el tráfico de paso de la arterial y el tráfico que gira hacia y desde los desarrollos adyacentes. De esta manera se proporciona acceso directo a las parcelas desde la vía de servicio y se prohíbe el mismo desde la arterial (11).

Estas vías no solamente proporcionan acceso más favorable a los desarrollos residenciales y comerciales que como lo hace la vía arterial, de mayor velocidad, sino que ayuda a preservar la seguridad y la capacidad de esta vía.

6.3.1 Vías de servicio posteriores

Existen varias formas de implementar las vías de servicio, una de ellas es mediante las llamadas vías posteriores, las cuales se localizan en la parte de atrás de las parcelas ubicadas entre la arterial y la vía de servicio (ver figura 6-5).

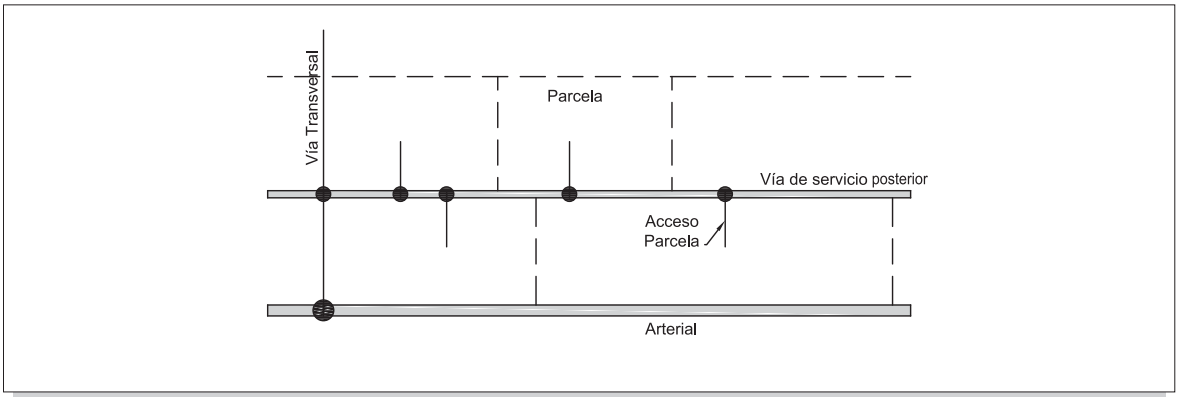


Figura 6-5 Vía de servicio posterior
Fuente: Basada en Iowa State University. Center for Transportation Research and Education. *Management Toolkit: Answers to frequently asked questions*. Question 20. (Iowa, 1996), p. 1, modificada por el autor.

En la figura 6-5 se ilustra cómo estas vías también proporcionan acceso a las propiedades localizadas en el lado opuesto de las mismas, lo cual es una ventaja para esas parcelas, ya que se incrementa su valor y disminuyen los costos en vialidad para su desarrollo (12).

Las vías posteriores son muy utilizadas en las autopistas y otras arteriales de alta jerarquía, pues efectivamente controlan el acceso a las mismas y proveen acceso a las propiedades adyacentes y otras parcelas circundantes (13).

Por otra parte, estas vías separan el tráfico local del de paso, además de permitir la circulación del tráfico generado en las áreas circundantes a la vía arterial.

La vía de servicio posterior provee el acceso a la vía arterial, utilizando para ello una vía transversal, con la cual se interseca mediante una intersección que puede o no ser semaforizada, lo cual depende, en buena parte, de los volúmenes de tráfico involucrados.

Desde el punto de vista funcional, la vía de servicio posterior puede variar desde una local que da acceso a un grupo de parcelas, hasta una colectora que permite la incorporación de áreas de diferente tamaño y desarrollo, y en casos especiales pudiera alcanzar la categoría de arterial menor.

De tal manera que su diseño geométrico está influido por el tipo de servicio que intenta proveer. Así, donde la vía es continua y pasa a través de áreas altamente desarrolladas, puede asumir el carácter de una vía de importancia, dando servicio al tráfico

local así como también a algún tráfico de paso, formando con la misma un corredor de alta capacidad. En cambio, cuando las vías de servicio no son continuas, o la longitud es de apenas unas pocas cuadras, tiene un trazado irregular, o da servicio solamente a desarrollos dispersos, la misma se clasifica como local.

Estas vías se pueden emplear en áreas rurales o urbanas, y pueden ser de uno o dos sentidos de circulación, dependiendo de la función que cumplen. Las de un solo sentido permiten mejores condiciones de operación, pero pueden obligar al tráfico local a recorrer distancias muy largas.

Algunas de estas vías son de corto recorrido, para el servicio de un área particular, pero otras pueden ser largas, intersecándose con un grupo numeroso de vías transversales.

6.3.2 Vías laterales

Una vía lateral es un tipo de vía de servicio paralela a la arterial, y se localiza entre ésta y las edificaciones adyacentes (ver figura 6-6), proporcionando acceso al lado frontal de las propiedades ubicadas a lo largo de la vía.

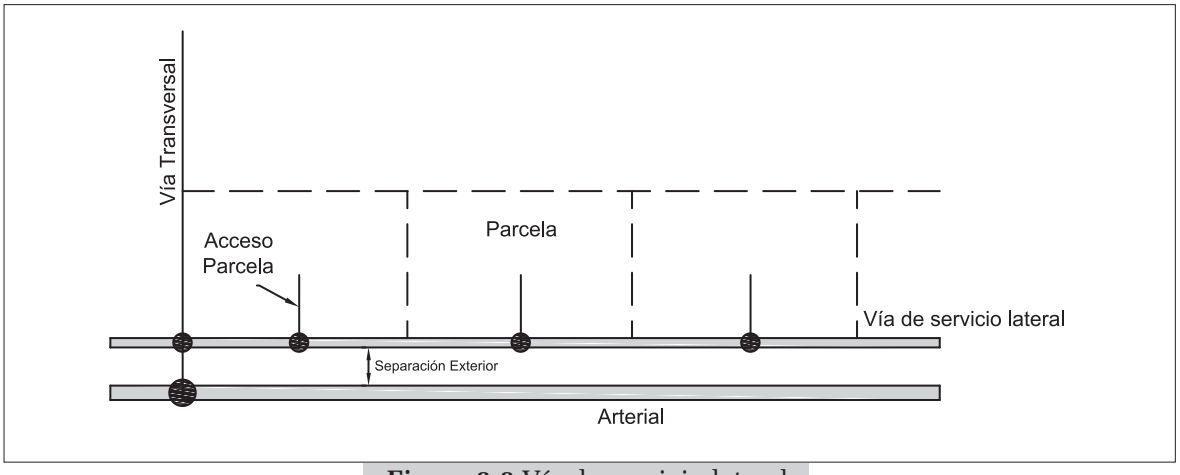


Figura 6-6 Vía de servicio lateral

Las vías de servicio laterales pretenden cumplir con las mismas funciones que una vía posterior, pero su cercanía con la arterial dificulta o impide este propósito.

Las vías posteriores a menudo interrumpen menos a los negocios existentes, permiten el acceso a las propiedades en ambos lados de la vía, y pueden operar en forma segura desde ambas direcciones, además de ser menos costosas y funcionar mejor que las vías laterales (14).

Así mismo, las vías posteriores contribuyen a reducir la proliferación de franjas de desarrollos a lo largo de la arterial, proporciona una adecuada transición de los movimientos de mayor velocidad de la arterial hacia las colectoras y locales de baja velocidad, y permite una adecuada configuración de los desarrollos residenciales y comerciales (15).

No obstante las ventajas de las vías posteriores, la dificultad para conseguir el derecho de vía, sobre todo en áreas urbanas, obliga muchas veces a utilizar las laterales.

Dependiendo del servicio que intentan proveer, las vías laterales se pueden clasificar como colectoras o como locales, lo cual dictará las pautas para su diseño geométrico.

En la figura 6-6 se identifica un ancho entre el borde exterior de la calzada de la arterial y el borde interior de la calzada de la vía de servicio, a la cual se le denomina la separación exterior (16).

Si esta separación es amplia, se aprovecha para la colocación de aceras, paisajismo, señalización, hombrillos, ubicar las conexiones de acceso desde y hacia la arterial, y permite una separación física adecuada de las corrientes de tráfico de la arterial y la lateral (17).

En cambio, cuando su ancho es muy pequeño, se pueden ocasionar mayores problemas que los que se pretenden resolver. Una situación muy difícil se presenta en la intersección de la vía lateral con la vía transversal y la de ésta con la arterial, pues los movimientos de giro pueden crear puntos de conflicto con serios problemas de operación y seguridad.

Además, una separación exterior pequeña dificulta el diseño apropiado de los accesos desde y hacia la arterial. La figura 6-7 es un ejemplo de lo que puede ser la sección transversal de una arterial de alta jerarquía, con vías de servicio, en donde se muestran los canales de deceleración y aceleración, y en donde las aceras están del lado de la vía de servicio.

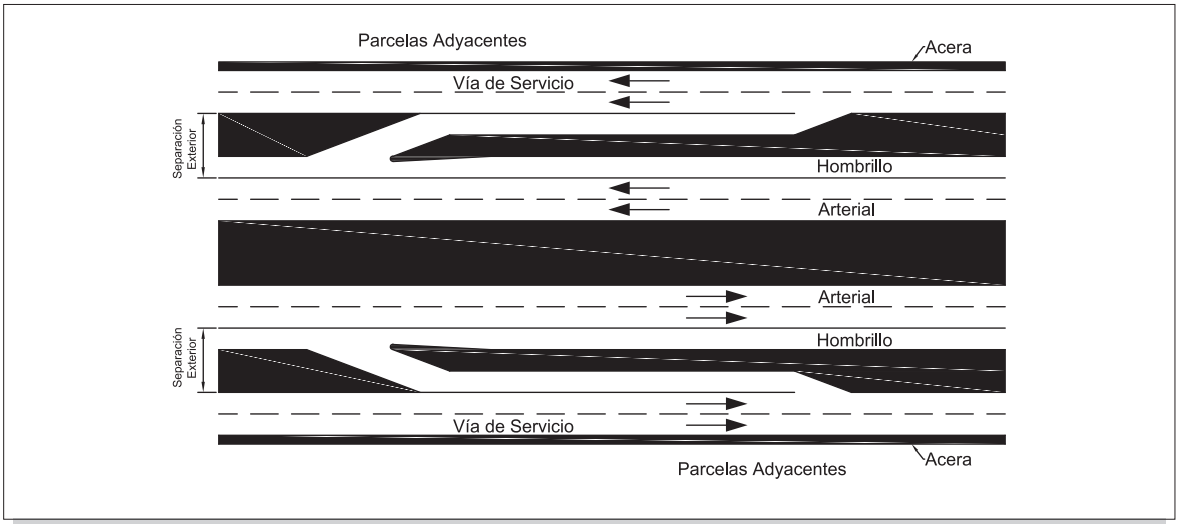


Figura 6-7 Accesos desde y hacia
la vía arterial,aprovechando el ancho de la separación exterior
Fuente: Jerome Gluck, Herbert S. Levinson y Vergil Stover, *Impacts of Access Management Techniques,* NCHRP Report 420, Transportation Research Board, National Research Council, (National Academy Press, Washington, D. C., 1999), figura 56, p. 126.

Para lograr el paisajismo, la colocación de señales, hombrillos o aceras y canales de deceleración y aceleración, es necesario proporcionar una separación exterior con un ancho mínimo de 7,5 metros (18).

En áreas urbanas, sobre todo en las más desarrolladas, generalmente es difícil disponer del derecho de vía necesario para garantizar una apropiada separación lateral. Si se trata de arteriales de bajas velocidades y no se construyen canales de deceleración y aceleración, y los accesos desde y hacia la arterial se hacen a través de simples aberturas, se puede aceptar un ancho mínimo de 2,4 metros (19).

Además del ancho de la separación exterior, se deben adoptar una serie de medidas en el diseño de las vías laterales, como las indicadas a continuación:

Las vías laterales doble vía crean muchos conflictos en los puntos de acceso de entrada o salida de la misma, bien sea que estén localizados en tramos intermedios o en el área de la intersección, por lo tanto son preferibles las de un solo sentido.

En donde se requiere el mayor ancho posible de la separación exterior es en el área de la intersección. Entonces, es posible, cuando existen restricciones en el derecho de vía, mantener una separación angosta en el tramo y ampliarla en la intersección. Para esta ampliación se puede utilizar un esquema como el indicado en la figura 6-8.

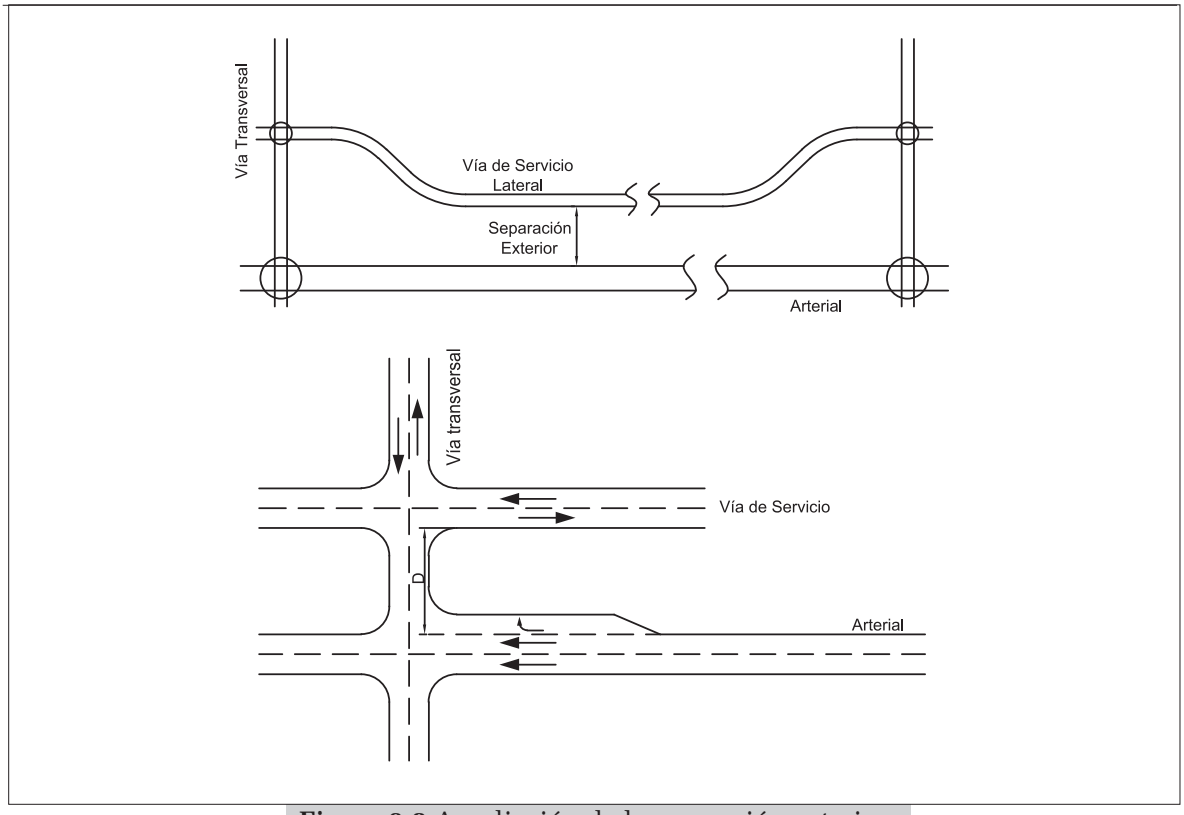


Figura 6-8 Ampliación de la separación exterior

La separación, D, entre las dos intersecciones mostradas en la figura 6-8: la de la vía transversal con la arterial y la de la transversal con la lateral, debe ser suficiente para separar los conflictos, para proporcionar las longitudes de almacenamiento para los giros a la izquierda, y para orientar a los conductores con una señalización localizada apropiadamente. Se recomienda una separación exterior mínima de 50 metros, entre el borde exterior de la calzada de la arterial y el borde interior de la vía lateral, bien sea que la vía de servicio sea de un solo o dos sentidos (20) (21), pero otras normativas exigen valores mayores, en el orden de 75 a 150 metros (22), pero en definitiva serán los volúmenes de tránsito, particularmente los de giro, los que determinarán la separación más conveniente.

En las vías de servicio posteriores es deseable que la distancia mínima entre las dos intersecciones sea de 90 metros, y deseable 180 metros (23).

Si la distancia D es muy corta, los beneficios de la vía lateral pueden quedar neutralizados por los conflictos que se generan en las dos intersecciones mostradas en la figura 6-8. No solamente existe un incremento en el número de movimientos conflictivos, sino que también se pueden producir entradas erróneas a la vía arterial. Inevitablemente, los problemas de diseño y regulación del tráfico en las intersecciones presentan algún grado de complejidad.

Cuando no se logra una separación exterior satisfactoria, para disminuir los puntos de conflictos en las intersecciones, se pueden prohibir algunos de los movimientos de giro. En otras oportunidades se pueden regular estos movimientos utilizando fases especiales del semáforo, pero esto va en detrimento de los flujos más importantes y por lo tanto de aumentos en la demora.

Donde el tráfico de la vía lateral es muy bajo, y la misma opera en un solo sentido y se prohíben algunos movimientos en la intersección o se regulan con fases del semáforo, es posible que se opere satisfactoriamente en la intersección con separaciones exteriores angostas, sin necesidad de hacer la ampliación ilustrada en la figura 6-8. Sin embargo, con separaciones angostas, además hay que tener precaución con el riesgo de ingresos erróneos dentro de los canales de la arterial.

Las vías laterales pueden ser continuas a lo largo de varias intersecciones, pero si se originan conflictos indeseables es preferible hacerlas intermitentes, proporcionándolas por tramos entre intersecciones.

En algunas ocasiones puede ser recomendable no llegar con la vía lateral hasta la intersección, sino terminarla antes, para lo cual se requiere diseñar un retorno apropiado.

Especial cuidado se debe tener cuando existen frecuentes conexiones de acceso de una vía arterial en un tramo intermedio entre intersecciones, debido a las maniobras de entrecruce que se pueden generar entre las corrientes de tráfico que entran y salen de la vía lateral con los flujos de la arterial, las cuales pueden crear consideraciones adicionales de operación y seguridad. Así mismo, se debe tener en cuenta que estos puntos de acceso deben estar ubicados fuera del área funcional de las intersecciones más cercanas.

Otro elemento que se debe tener en cuenta en el diseño funcional de una vía lateral, es el estacionamiento de vehículos. Generalmente, se recomienda permitir el mismo solamente en las áreas residenciales y prohibirlo en las comerciales, a menos que esté suficientemente alejado de la arterial, ya que la presencia de vehículos estacionados en la vía lateral puede ocasionar problemas adicionales debido a que si los comercios de la vía lateral están cerca de la arterial, las maniobras de estacionamiento pueden crear conflictos adicionales, llegando su influencia negativa hasta la propia arterial.

6.3.3 Configuraciones de las vías de servicio

Existen muchos diseños que se pueden aplicar para la localización de las vías de servicio, dependiendo de las condiciones particulares de la arterial, de las vías transversales y del tipo y ubicación del desarrollo al cual va a proporcionar accesos, así como de los costos y la disponibilidad del derecho de vía; la figura 6-9 muestra diferentes formas de configurar las vías de servicio.

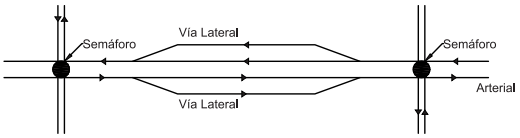


Figura 6-9a Vías laterales de un solo sentido entre intersecciones

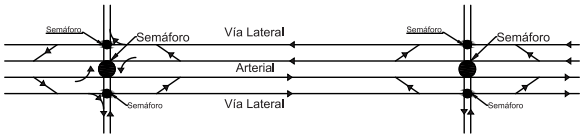


Figura 6-9b Vías laterales de un solo sentido continuas

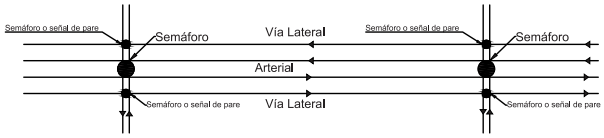


Figura 6-9c Vías laterales de un solo sentido continuas sin accesos entre intersecciones

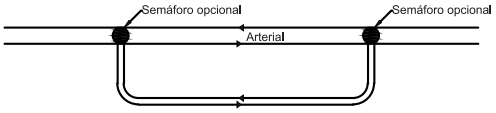


Figura 6-9d Vía lateral doble vía entre intersecciones

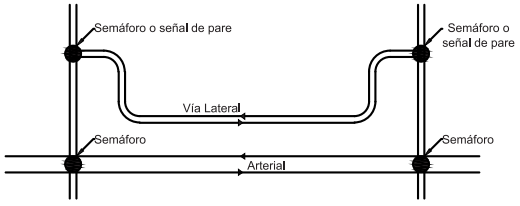


Figura 6-9e Vía lateral doble sentido. Un sólo sentido entre vías trasnversales. Sin continuidad

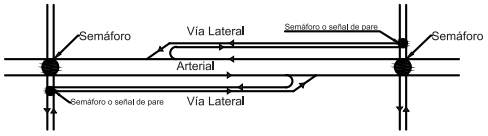


Figura 6-9f Vías laterales doble vía. Entre vías transversales. Sin continuidad

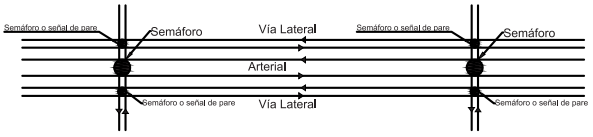


Figura 6-9g Vías laterales doble vía continuas. Sin accesos entre intersecciones.

Figura 6-9 Diferentes configuraciones de las vías de servicio
Fuentes: Jerome Gluck, Herbert S. Levinson y Vergil Stover, *Impacts of Access Management Techniques,* NCHRP Report 420, Transportation Research Board, National Research Council, (National Academy Press, Washington, D. C., 1999), figura 51, p. 122; y *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Transportation Research Board, Washington, D. C., 2003), figura 10-25, p. 190.

En general, es preferible que las vías laterales operen en un solo sentido y que los ingresos y egresos se ubiquen en el tramo entre las intersecciones, en forma de divergencia y convergencia, respectivamente, como lo indica la figura 6-9a.

En el esquema de la figura 6-9b, los giros a la izquierda se hacen en la arterial y los giros a la derecha desde la vía de servicio, lo cual simplifica los puntos de conflicto en las tres intersecciones.

En cambio, en la figura 6-9c, la continuidad de las vías laterales y los movimientos de giro en las tres intersecciones, es perjudicial para la operación y la seguridad, a menos que las tres intersecciones estén separadas suficientemente.

La solución de la figura 6-9d, es una buena opción cuando se requiere que la vía lateral opere en doble sentido y no existan vías transversales a distancias prudenciales. Cuando existen aberturas en la divisoria central de la arterial, generalmente se requiere semaforizar las intersecciones; en caso contrario normalmente no se requiere el uso de semáforos.

El esquema de la figuras 6-9e, en donde las vías de servicio no tienen continuidad y la separación entre las intersecciones es apropiada, generalmente opera satisfactoriamente.

También la solución de la figura 6-9f, generalmente opera bien.

En cambio, en la figura 6-9g, la continuidad de las vías de servicio, su operación en doble vía, y los movimientos de giro en las tres intersecciones, complica mucho la operación y desmejora la seguridad, a menos que las tres intersecciones estén separadas suficientemente.

La decisión del esquema a emplear depende mucho de las condiciones particulares de la arterial, del sitio, de los objetivos planteados: acceso a las parcelas, servicio al tráfico local, incremento de la capacidad de la arterial, de la necesidad o no de mantener la continuidad de las vías de servicio, etc., así como de los volúmenes de tráfico esperados, tanto para los movimientos directos como los de giro.

Normalmente, la intersección de la arterial con la vía transversal es semaforizada, mientras que el tipo de regulación del tráfico en las otras intersecciones depende mucho de los volúmenes involucrados y, para la decisión del empleo de semáforos, se pueden aplicar los justificativos indicados en el capítulo 4.

Mediante el empleo de vías de servicio posteriores, se elimina la mayoría de las complicaciones de las vías laterales, debido a la separación con respecto a la arterial pero, para su implementación, es necesario disponer de suficiente derecho de vía, lo cual no siempre es posible, sobre todo en las áreas urbanas y más aún si se trata de desarrollos existentes.

6.4 Tratamiento de los giros a la izquierda

Los movimientos de giro a la izquierda en una intersección, desde cualquiera de los accesos, son los que causan mayores inconvenientes, por los puntos de conflicto que se generan. Los vehículos que giran a la izquierda tienen conflictos con el tráfico opuesto que sigue derecho, con el tráfico que cruza desde la calle transversal, con el tráfico directo que avanza y, aunque en menor grado, con el tráfico opuesto que gira a la derecha. Las maniobras de divergencia, convergencia y cruce, y los potenciales conflictos involucrados, tienen una influencia muy marcada en la operación y seguridad del tráfico.

Los vehículos que giran a la izquierda y bloquean el tráfico del canal directo, son las causas principales de fallas de la seguridad y eficiencia en intersecciones no semaforizadas.

Aunque un vehículo que gira a la izquierda no se detenga para esperar una brecha adecuada en el tráfico opuesto, la maniobra se realiza a velocidades muy pequeñas, en relación al tráfico que sigue derecho, y por lo tanto resultan altos diferenciales de velocidad.

Por lo tanto, un adecuado tratamiento de los giros a la izquierda debe considerar la separación de los vehículos que giran de aquellos que continúan derecho, para lo cual existen varios métodos posibles, destacándose los siguientes:

- Canales de giro a la izquierda
- Canales de desviación por el hombrillo
- Canales centrales continuos para girar a la izquierda en dos sentidos
- Divisorias no atravesables con canales de giro a la izquierda
- Giros a la izquierda indirectos

6.4.1 Canales de giro a la izquierda

La adición de estos canales permite que los vehículos que giran despejen el canal de tráfico directo con un diferencial de velocidad aceptable, y además proporcionan almacenamiento a dichos vehículos, eliminando así las interferencias al tráfico que sigue derecho.

De esta manera se incrementa la capacidad de la intersección, se permite el movimiento controlado del tráfico que gira, disminuye la demora y se mejora sustancialmente la seguridad de todo el tráfico, lo cual se refleja en la disminución apreciable de choques traseros y laterales.

6.4.1.1 Justificativos de los canales de giro a la izquierda

Existen varios criterios para justificar la introducción de un canal de giro a la izquierda, los cuales varían de acuerdo a las características de las vías que se intersecan: carreteras de dos canales, carreteras multicanales sin semáforo, intersecciones semaforizadas.

a. Intersecciones no semaforizadas

En las carreteras de dos canales y multicanales sin semáforo, los factores que se toman en cuenta están relacionados con las demoras, capacidad y niveles de servicio y la seguridad.

Cuando no existen estos canales, los vehículos que giran bloquean a los que siguen derecho, causándoles demoras. También disminuye la capacidad y se desmejora el nivel de servicio de operación del tráfico. Al mismo tiempo, este bloqueo contribuye a la ocurrencia de choques traseros.

Considerando los volúmenes de tránsito involucrados: de giro a la izquierda, los que siguen derecho y los que van en sentido opuesto, así como la velocidad de la vía, se han propuesto diferentes métodos para la justificación de estos canales (24) (25).

El primer estudio relacionado con estos aspectos es el denominado modelo de Harmelink, el cual establece que los vehículos que giran a la izquierda y bloquean el tráfico son las causas principales de fallas en la seguridad y eficiencia en las intersecciones sin semáforo.

Según este modelo, el criterio para la justificación de un canal de giro a la izquierda está basado en la minimización de los conflictos en términos de la ocurrencia de la llegada de vehículos que siguen derecho y que tienen que detenerse detrás de un vehículo que gira. Harmelink calcula la probabilidad de esta ocurrencia y considera que la misma no debe ser mayor de 0,02 para velocidades de 64 km/h, 0,015 para 80 km/h y 0,01 para 96 km/h (26).

Con base en el modelo de Harmelink, la AASHTO (27) proporciona unas guías para agregar canales de giro a la izquierda en carreteras de 2 canales no reguladas por semáforos, según se muestra en la tabla 6-1.

Tabla 6-1. Guía para agregar un canal de giro a la izquierda en carreteras de 2 canales no reguladas por semáforos

Volumen opuesto (veh/h)	Volumen en el sentido considerado (veh/h)			
	5% de giros a la izquierda	10% de giros a la izquierda	20% de giros a la izquierda	30% de giros a la izquierda
Velocidad de operación: 60 km/h				
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	380	275	245
200	640	470	350	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: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), p. 689.

La velocidad para utilizar la tabla 6-1 es la correspondiente a la velocidad de operación (percentil 85).

Como ejemplo de aplicación, supongamos que la velocidad de operación de la vía es de 80 km/h, y que el porcentaje de giros respecto al volumen en el sentido considerado es de 5%, y que el volumen en la hora pico en el sentido opuesto es de 400 veh/h. Entrando en la tabla 9-1 encontramos que con un volumen en la hora pico de 430 veh/h, en el sentido considerado, se justifica un canal de giro a la izquierda.

La AASHTO no indica guías para la justificación de un canal de giro a la izquierda en carreteras de múltiples canales no reguladas por semáforos, pero en el trabajo de Harmelink en el cual, en estos casos, se toma en cuenta la probabilidad de que se forme una cola de uno o más vehículos detrás del que va a girar, se presentan unas curvas que indican los valores límites de los volúmenes de tránsito en el sentido opuesto que justifican la introducción de un canal de giro a la izquierda. Estas curvas fueron utilizadas

en la referencia (28) para deducir unas ecuaciones que proporcionan estos volúmenes límites, para el caso de vías de cuatro canales divididas o no divididas, las cuales se muestran a continuación:

Carreteras divididas de 4 canales y no reguladas por semáforos

Para volúmenes en el sentido opuesto ≤ 800 veh/h

$$\text{Vol Izq} = e^{(4{,}3 - 0{,}00116 \times \text{Vol Opuesto})} \quad \text{(ec. 6-1)}$$

Para 800 < volúmenes en el sentido opuesto ≤ 1.400 veh/h

$$\text{Vol Izq} = e^{(4{,}86 - 0{,}00182 \times \text{Vol Opuesto})} \quad \text{(ec. 6-2)}$$

Para volúmenes opuestos > 1.400 veh/h

$$\text{Vol Izq} = e^{(9{,}42 - 0{,}0049 \times \text{Vol Opuesto})} \quad \text{(ec. 6-3)}$$

Donde:

Vol Izq = Volumen de giro a la izquierda (veh/h) que justifica un canal de giro a la izquierda.

Vol Opuesto = Volumen en el sentido opuesto al considerado, veh/h.

Carreteras no divididas de 4 canales y no reguladas por semáforos

Para todos los volúmenes opuestos

$$\text{Vol Izq} = e^{(3{,}51 - 0{,}00132 \times \text{Vol Opuesto})} \quad \text{(ec. 6-4)}$$

Donde:

Vol Izq = Volumen de giro a la izquierda (veh/h) que justifica un canal de giro a la izquierda.

Vol Opuesto = Volumen en el sentido opuesto al considerado, veh/h.

Ejemplo 1

Se tiene una carretera dividida. Durante la hora pico el volumen de giro a la izquierda en el sentido en consideración es de 15 veh/h y el volumen en el sentido opuesto es de 1.100 veh/h. Se quiere averiguar si se requiere o no un canal de giro a la izquierda.

Solución:

Aplicamos la ecuación 6-2:

$$\text{Vol Izq} = e^{(4{,}86 - 0{,}00182 \times 1.100)} = 17 \text{ veh/h}$$

Esto es, el volumen límite es 17 veh/h, mientras que los giros a la izquierda son de 15 veh/h, por lo tanto no se requiere un canal de giro.

Ejemplo 2

Se tiene una carretera no dividida. Durante la hora pico el volumen de giro a la izquierda en el sentido en consideración es de 14 veh/h y el volumen en el sentido opuesto es de 900 veh/h. Se quiere averiguar si se requiere o no un canal de giro a la izquierda.

Solución:
Aplicamos la ecuación 6-4:
Vol Izq = $e^{(3,51 - 0,00132x900)}$ = 10 veh/h

Esto es, el volumen límite es 10 veh/h, mientras que los giros a la izquierda son de 14 veh/h, por lo tanto sí se requiere un canal de giro.

Si en una intersección no semaforizada de una vía prioritaria con una vía supeditada, con control de pare, se quiere estudiar la justificación de un canal de giro a la izquierda en la vía supeditada, lo mejor es analizar la intersección con los procedimientos del capítulo 17 del *Manual de Capacidad de Carreteras* (29), en donde se toman en cuenta los volúmenes en todos los accesos y las relaciones entre los mismos, para determinar las demoras y los niveles de servicio, por medio de los cuales se puede determinar la conveniencia o no de la inclusión del canal.

Los criterios señalados en los párrafos anteriores, para la justificación de un canal de giro a la izquierda, se basan fundamentalmente en los volúmenes de tránsito, pero existen otros que toman en cuenta la ocurrencia de accidentes, a los cuales se les debe tomar la mayor atención posible.

Estos criterios, generalmente, se expresan en forma de número de choques en la intersección, en los cuales estén involucrados los vehículos que giran a la izquierda. Aunque existen algunas discrepancias en cuánto a cuál debe ser el valor que se debe tomar para considerar la conveniencia de un canal de giro, en varias referencias se establece un promedio de 4 choques durante un período de 12 meses consecutivos como límite para su justificación en intersecciones no semaforizadas (30).

Si se tienen estadísticas de choques de por lo menos los últimos tres años, el criterio se puede aplicar con mucha mayor convicción, lo cual en Venezuela es muy difícil de cumplir, dada la escasez en el registro de accidentes.

En intersecciones no semaforizadas existentes, cuando no se tengan estadísticas de accidentes, o en intersecciones nuevas, el ingeniero debe hacer esfuerzos para detectar situaciones especialmente peligrosas, que ameriten la inclusión de canales de giro a la izquierda.

Una condición difícil se presenta cuando la intersección está localizada detrás de una curva vertical u horizontal, sin la debida visibilidad de frenado, en donde generalmente es conveniente hacer una canalización apropiada que incluya canales de giro a

la izquierda. En estos casos la canalización debe comenzarse con suficiente antelación para que realmente constituya una guía a los conductores.

Otras situaciones de cuidado son las intersecciones en pendientes fuertes, donde la operación y la seguridad se ven afectadas por la presencia de vehículos parados o a bajas velocidades tratando de girar a la izquierda.

b. Intersecciones semaforizadas

Los criterios aplicados para la justificación de los canales de giro a la izquierda en intersecciones semaforizadas difieren de los de las intersecciones sin semáforo.

Debido a la gran diversidad de condiciones geométricas, de tráfico y ambientales, la justificación de un canal para giros a la izquierda en intersecciones semaforizadas se hace analizando la capacidad y los niveles de servicio en todos los accesos.

La introducción de canales de giro a la izquierda permite considerar arreglos de fases alternativos, cada uno de los cuales resulta en valores de capacidad, demora y niveles de servicio diferentes, no solamente para el acceso en consideración, sino para todos los demás accesos y para la intersección como un todo, lo cual permite hacer la comparación con los niveles de servicio aceptable, y así determinar la necesidad o no de los canales de giro.

6.4.2 Elementos de diseño de los canales de giro a la izquierda

6.4.2.1 Canales de giro a la izquierda cuando existe una divisoria central ancha

La figura 6-10 ilustra los elementos que definen la longitud de un canal de giro a la izquierda.

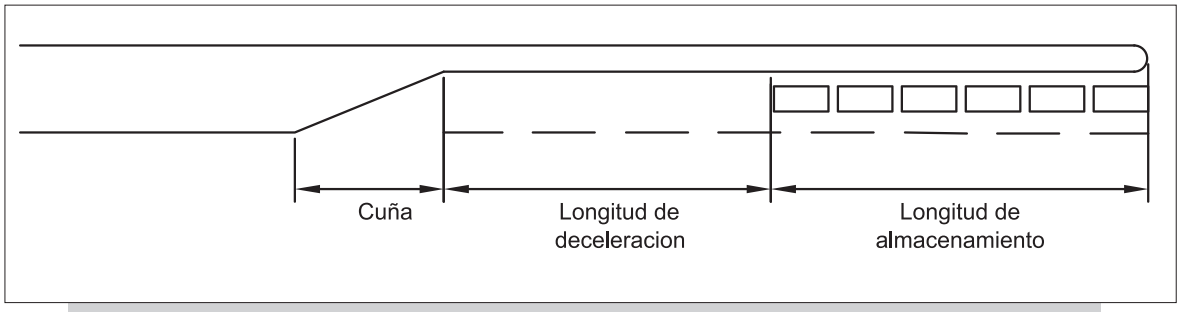


Figura 6-10 Elementos que definen la longitud de un canal de giro a la izquierda
Fuente: Información de conocimiento general

La longitud de los canales de giro a la izquierda contiene tres elementos (31):

- Longitud de deceleración
- Longitud de almacenamiento
- Cuña

a. Longitud de deceleración

En el capítulo 3, sección 3.4, para determinar el área de influencia de un canal de giro se consideró que, antes de entrar al canal, los vehículos circulaban a la velocidad de operación V (km/h) (percentil 85 de la velocidad de marcha), y que deceleraban con una tasa de 1,77 m/s^2 hasta alcanzar una velocidad igual a (V-15); y a partir de ese momento aumentaban la tasa de deceleración hasta 2,04 m/s^2 hasta su total detención.

Para efectos de diseño de un canal de giro a la izquierda, la AASHTO 2001 (32) calcula la longitud de deceleración considerando una velocidad inicial igual a la velocidad de proyecto (km/h) y decelera con una tasa confortablemente hasta alcanzar una velocidad de 15 km/h por debajo de la de proyecto, y luego decelera hasta su total detención. La AASHTO no indica cuáles son las deceleraciones utilizadas para los cálculos, sino que proporciona las distancias para velocidades de proyecto entre 50 y 90 km/h, las cuales fueron analizadas por el autor, y donde se evidencia que las tasas de deceleración son menores a las indicadas arriba. Partiendo de estas tasas, se calcularon las distancias de deceleración para otras velocidades, obteniéndose los resultados de la tabla 6-2.

Tabla 6-2 Longitudes deseables de deceleración en canales de giro a la izquierda con divisoria central

Velocidad de proyecto (km/h)	Longitud de deceleración (m)
30	26
40	45
50	70
60	100
70	130
80	165
90	205
100	249
110	296
120	346

Fuente: Las longitudes de deceleración para las velocidades de 50 a 90 km/h son las indicadas por American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 718. Las longitudes para las otras velocidades las calculó el autor, considerando las deceleraciones empleadas por la AASHTO.

En las vías arteriales, sería deseable que la longitud total del canal de giro estuviese conformado por los tres componentes: deceleración + cuña inicial + almacenamiento, pero muchas veces esto no es posible de obtener y, generalmente, se asume que antes de comenzar la cuña ocurre cierta deceleración y, además, la cuña se considera formando parte de la longitud de deceleración.

En muchas intersecciones en áreas urbanas, es imposible proporcionar la longitud de deceleración más la longitud de almacenamiento y, en muchos casos, el almacenamiento anula la longitud de deceleración y entonces buena parte de la deceleración debe ocurrir antes de comenzar la cuña, lo cual va en detrimento de la operación y seguridad del tráfico en la vía arterial, pero con la ventaja que la mayor necesidad de almacenamiento ocurre durante las horas pico, cuando las velocidades son mucho menores que la de proyecto.

El uso de canales con longitudes inferiores a la suma de los tres componentes indicados implica, por otra parte, que entre los vehículos que siguen directo y los que giran existe un diferencial de velocidades superior a 15 km/h, causando molestias y creando potenciales conflictos entre estas corrientes de tráfico, por lo que en las vías arteriales se deben hacer esfuerzos para proporcionar canales con la longitud total.

En las vías colectoras podemos ser menos exigentes, porque en ellas las velocidades son menores y porque los conductores son más tolerantes y aceptan mayores diferencias de velocidades.

Las longitudes deseables de deceleración dadas por la AASHTO 2001 e indicadas en la tabla 6-2 pueden resultar exageradas en algunas circunstancias, por lo que en la tabla 6-3 se han calculado las longitudes mínimas de deceleración, tomando en cuenta valores de deceleración máximas un poco mayores a las utilizadas para elaborar la tabla 6-2.

Tabla 6-3. Longitudes mínimas de deceleración en canales de giro a la izquierda con divisoria central

Velocidad de proyecto (km/h)	Longitud de deceleración (m)
30	26
40	45
50	70
60	90
70	110
80	133
90	151
100	168
110	184
120	199

Fuente: Cálculos propios, tomando las deceleraciones deducidas de *Iowa Department of Transportation´s Design Manual,* Chapter 5, tabla 4, p. 8 revisada en 2007.c
Nota: Estas longitudes mínimas no incluyen la longitud de la cuña inicial.

b. Longitud de almacenamiento

Esta es la longitud para almacenar el número de vehículos que tienen que esperar, por la presencia de un semáforo o de otro control de tráfico.

La longitud de los canales de giro se estudió en el capítulo 1, sección 1.6, como una aplicación de la distribución de Poisson.

Los conceptos sobre teoría de cola estudiados en el capítulo 1 del texto, sección 1.8, ofrecen un material importante para el establecimiento de las longitudes de almacenamiento de los canales de giro. Así mismo, los capítulos 5, 6 y 7, ilustran los procedimientos para el análisis operacional de estos canales en las intersecciones semaforizadas.

Para el diseño de los canales de giro en las intersecciones no semaforizadas, la AASHTO recomienda que la longitud de almacenamiento de un canal de giro sea capaz de almacenar el número promedio de vehículos que llegan en un período de 2 minutos durante la hora pico (33).

Sin embargo, en algunas circunstancias, cuando existan muy pocas oportunidades para completar la maniobra de giro, lo cual a su vez depende del volumen de tráfico opuesto, el ingeniero puede decidir utilizar un período superior a 2 minutos para el cálculo de la longitud. Una buena guía para estimar la dificultad de la maniobra de giro es el cálculo de la capacidad del giro a la izquierda, como se indica en el problema 4 de la sección 1.5, del capítulo 1 del texto, a partir del cual vemos que una relación volumen/capacidad alta es una medida del grado de dificultad para realizar la maniobra.

En intersecciones reguladas por semáforos, la AASHTO recomienda que la longitud de almacenamiento de un canal de giro a la izquierda sea de 1,5 a 2 veces el número promedio de vehículos que llegan en un ciclo (34).

Además, la AASHTO recomienda que, en cualquier intersección donde se justifique un canal de giro a la izquierda, su longitud nunca debe ser menor de la necesaria para almacenar dos vehículos particulares, y cuando el porcentaje de camiones supere el 10%, el canal debe almacenar por lo menos un vehículo particular y un camión (35).

De la discusión realizada en el capítulo 1 del texto, sección 1.2.1, se deduce que, en el caso de automóviles, se puede asumir que el espaciamiento entre vehículos, en un canal de giro, varía entre 6.4 m y 8.6 m, con un valor promedio de 7.5 m. Cuando la presencia de camiones es apreciable se deberá asumir un valor mayor.

c. Diseño de la cuña inicial en los canales de giro

En principio, parece deseable proporcionar cuñas iniciales largas en los canales de giro, sobre todo en las vías de altas velocidades, sin embargo, esto puede ocasionar algunos problemas. Las cuñas muy largas pueden atraer a los conductores que siguen recto a entrar inadvertidamente en el canal de giro, especialmente cuando la cuña está en una curva horizontal. Así mismo, las cuñas largas restringen el movimiento lateral de un conductor que trata de entrar al canal de giro, sobre todo en áreas urbanas (36).

En las áreas urbanas, las cuñas cortas parecen dar una identificación más positiva, y generalmente son preferidas debido a las bajas velocidades durante las horas pico (37).

Según la AASHTO 2001, las inclinaciones de las cuñas generalmente utilizadas son 8:1 para velocidades de diseño hasta 50 km/h y 15:1 para velocidades de 80 km/h (38).

Algunos ingenieros son de la opinión de que el canal de giro se construya desde su inicio con al ancho completo con una sección en forma de escuadra, lo cual va acompañado con una demarcación sobre el pavimento de la cuña. Esta solución permite una mejor apreciación para realizar la maniobra de ingreso al canal de giro, y también contribuye a la seguridad debido a la eliminación de la parte no utilizada del pavimento en el caso de cuñas largas (39).

Las cuñas rectas son utilizadas frecuentemente, y son particularmente aplicables cuando las mismas están conformadas solamente por una demarcación sobre el pavimento.

Cuando existen brocales no se deben utilizar cuñas rectas cortas o en escuadra, debido a que los vehículos las pueden golpear y perder el control, por lo tanto se deben utilizar curvas de redondeo en los extremos.

En las cuñas largas con brocales también es deseable utilizar curvas de redondeo en los extremos, aunque las mismas se pueden omitir por facilidad de construcción. Cuando se usan curvas, la parte recta de la cuña debe ser alrededor de 1/3 a 1/2 de la longitud total.

d. Ancho de los canales de giro a la izquierda

Los anchos de los canales de giro no deben ser menores de 3 m, y es deseable que sean iguales a los canales directos (40).

Cuando se usa brocal cuneta, la base se puede incluir como parte de estos anchos pero, de ser posible, es preferible que el canal se considere aparte.

e. Canales de giro a la izquierda cuando no existe una divisoria central ancha

Cuando no existe una divisoria central, es necesario proporcionar el espacio necesario, para lo cual uno o los dos bordes de la calzada se desplazan lateralmente un ancho igual al del canal de giro. En la figura 6-11 se ilustra la canalización resultante más recomendada. En la misma se distinguen los elementos para el diseño de estos canales: cuña de acceso, cuña del canal, longitud de deceleración y almacenamiento y ancho del canal.

La figura 6-11 ilustra el caso cuando no existe divisoria central y la ampliación para introducir el canal se obtiene desplazando solamente el borde exterior derecho. Las dimensiones de interés se obtienen de la siguiente manera (41):

Cuña de acceso

Para V ≥ 70 km/h

$L = 2/3 \times W \times V$

…….. (ec. 6-5)

Para V < 70 km/h

$L = W \times V^2/150$

Donde:

L = Longitud de la cuña de acceso (m)

V = Velocidad de diseño de la vía (km/h)

W = Ancho del canal de giro (m)

El esquema de la figura 6-11 y la ecuación 6-5 también se pueden aplicar cuando existe una divisoria central insuficiente para alojar el canal de giro, y entonces W representa la ampliación requerida para obtener el ancho apropiado para dicho canal.

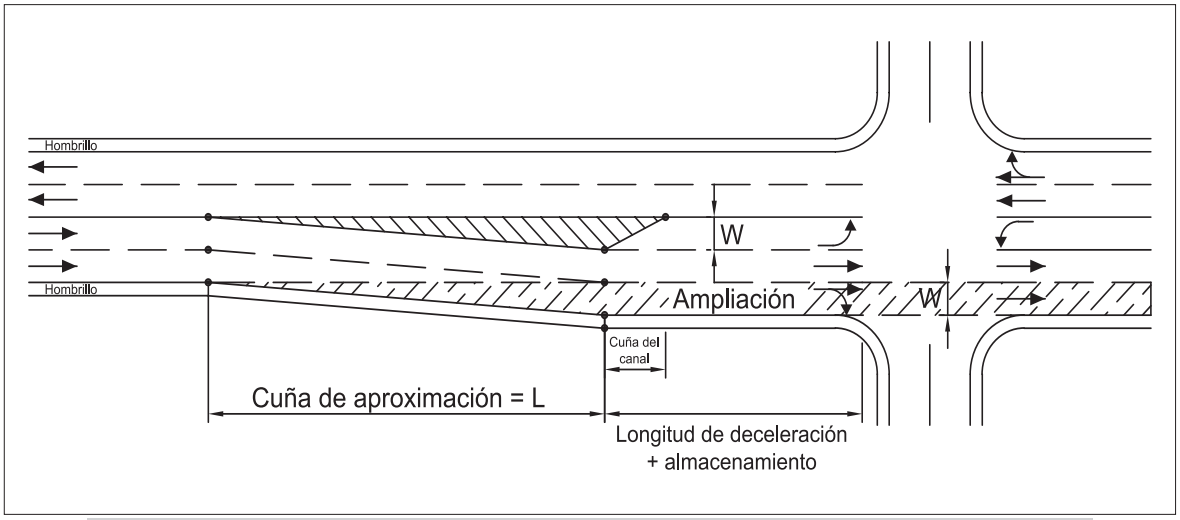


Figura 6-11 Diseño típico de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Ampliación de un solo lado de la calzada
Fuente: *Higway Design Manual*, Caltrans, California, versión actualizada 2008, capítulo 400, figura 405.2A, noviembre 1, pp. 400-12.

Para determinar el ancho del canal de giro, W, y las longitudes de deceleración y de almacenamiento, se aplican los mismos discutidos en la sección anterior.

Para la cuña del canal, normalmente se utilizan longitudes de 18 a 27 metros en áreas urbanas, mientras que en vías rurales se considera apropiada una longitud de 36 metros (42).

Particularmente en áreas urbanas, cuando existen restricciones de espacio, algunas veces se puede utilizar un diseño alternativo, con menores longitudes, en donde el canal

de deceleración comienza a 2/3 de la cuña de acceso, de tal manera que parte de la deceleración ocurre en el canal de tráfico directo. Esta situación se muestra en la figura 6-12.

En este diseño 6-12 la longitud de la cuña de aproximación es 2/3L, donde L se calcula con la ecuación 6-5.

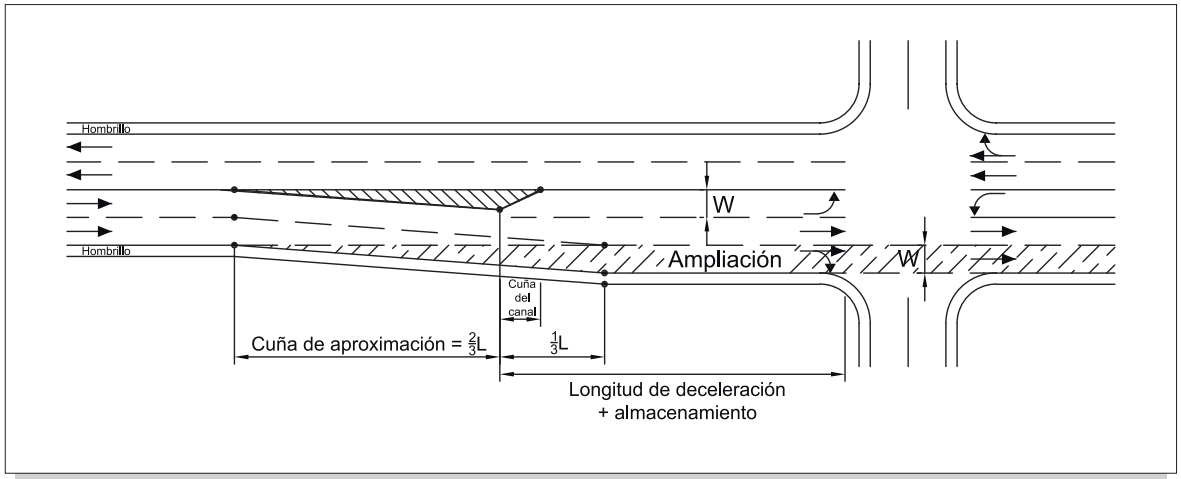


Figura 6-12 Diseño de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Cuña de aproximación de menor longitud. Ampliación de un solo lado de la calzada
Fuente: *Higway Design Manual*, Caltrans, California, versión actualizada 2008, capítulo 400, figura 405.2B, noviembre 1, p. 400-13.

Otro diseño alternativo con menores longitudes, muy apropiado también para utilizar cuando existen restricciones de espacio, consiste en ampliar la mitad (W/2) u otra fracción en cada borde de la vía, lo cual se ilustra en la figura 6-13.

En este caso, las longitudes de las cuñas de aproximación se calculan aplicando la ecuación 6-5, en donde W representa el ancho de la ampliación a cada lado.

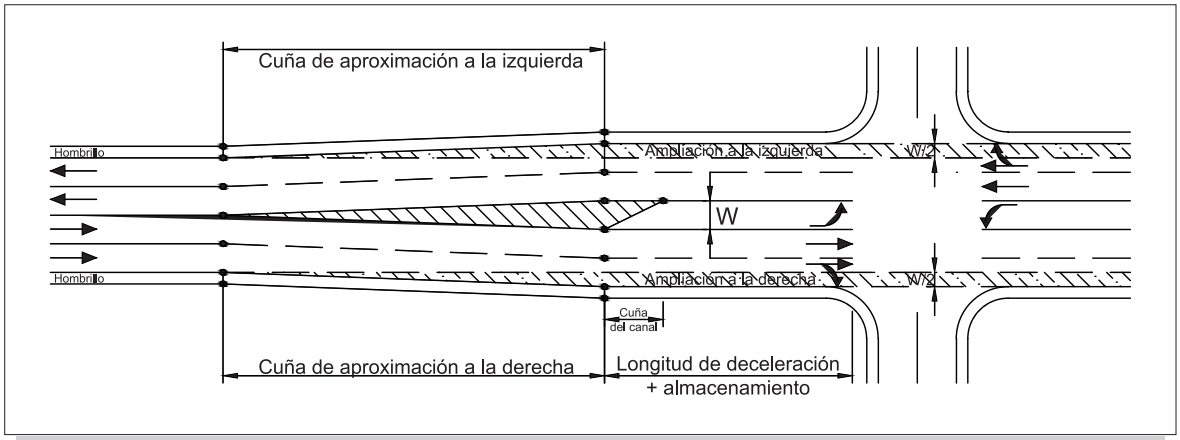


Figura 6-13. Diseño de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Cuña de aproximación de menor longitud. Ampliación en los dos lados de la calzada
Fuente: Inspirado en *Higway Design Manual*, Caltrans, California, versión actualizada 2008, capítulo 400, figura 405.2B, noviembre 1, p. 400-14.

Al diseño mostrado en la figura 6-13 también se le puede aplicar el esquema de la figura 6-12, es decir, comenzar la deceleración a 2/3 de la longitud de la cuña de aproximación, lo cual recorta aún más la longitud de la ampliación.

Las figuras 6-11, 6-12 y 6-13 ilustran el caso de una carretera sin divisoria central, pero los mismos criterios se pueden aplicar cuando se tiene una divisoria angosta, la cual se amplía hasta alcanzar el ancho apropiado para introducir el canal de giro.

Cuando existen brocales, se deben redondear los quiebres mostrados en las figuras anteriores.

6.4.3 Canales de desviación por el hombrillo

Estos canales constituyen una alternativa de bajo costo a los canales de giro a la izquierda, para reducir las demoras al tráfico directo causadas por los vehículos que giran. Permiten que el tráfico directo pase por la derecha de los vehículos lentos o detenidos en el canal de tráfico normal que esperan para ejecutar el giro a la izquierda.

Aunque no se justifique un canal de giro a la izquierda, de acuerdo a los criterios estudiados en la sección 6.4.1.1, es posible que se requiera un canal de desviación por el hombrillo para manejar los movimientos de giro ocasionales, justificándolo posiblemente por razones de seguridad o de operación del tráfico.

También puede ocurrir que se justifique un canal de giro a la izquierda, pero que el mismo resulte muy difícil o imposible de implementar, y entonces un canal de desviación por el hombrillo puede resultar una adecuada alternativa pero, en estos casos, el mismo se debe construir solamente si no es posible introducir el canal de giro a la izquierda (43).

Los canales de desviación por el hombrillo son empleados principalmente en carreteras de dos canales, en intersecciones en T, para acomodar los vehículos que giran a la izquierda, sin afectar la localización de los canales directos existentes.

Por observaciones, se conoce que constituyen un tratamiento positivo para la disminución de choques (44).

En la figura 6-14 se muestran los elementos que definen un canal de desviación por el hombrillo: cuña de acceso, canal de acceso, canal de salida, cuña de salida.

Si un vehículo está parado en el canal de tráfico directo esperando para efectuar un giro a la izquierda, los vehículos que siguen pueden usar el canal de desviación por el hombrillo para evitar tener que detenerse. Si no hay ningún vehículo detenido allí continúan su marcha directa por el canal por donde venían.

Cuando existe un hombrillo pavimentado adecuado, el canal se puede obtener solamente empleando demarcación, lo cual resulta mucho más barato que la construcción de un canal de giro a la izquierda.

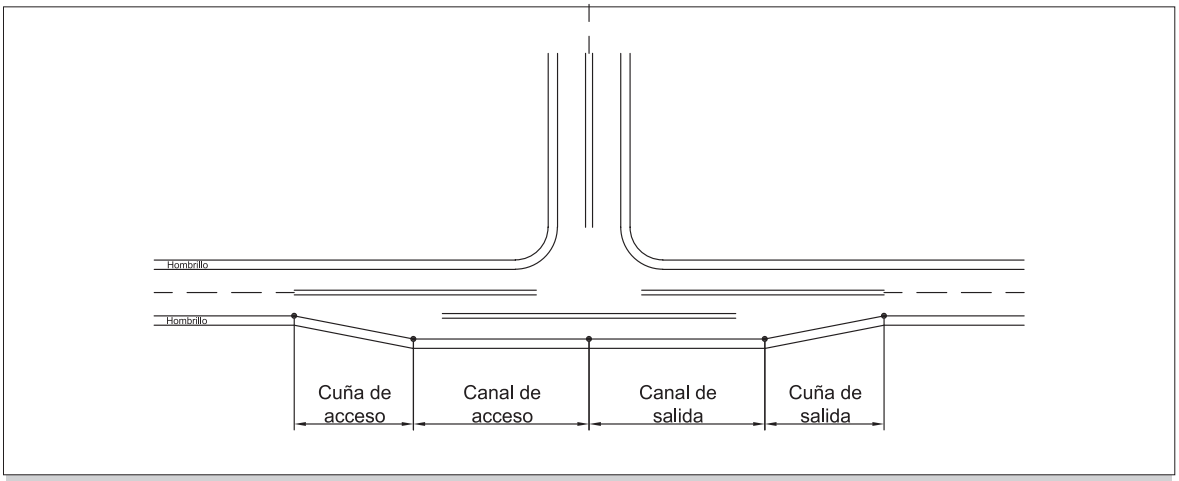


Figura 6-14 Canal de desviación por el hombrillo en una intersección en T
Fuente: American Association os State Highway and Transportation Officials. *Highway Safety Design and Operations Guide*, (Washington, D. C., 1997), figura 4-10, p. 67.

El ancho deseable de estos canales es de 3,60, con un mínimo de 3,00 metros y, además, es altamente deseable proporcionar un hombrillo adicional. En la tabla 6-4 se muestra las longitudes típicas de los otros elementos.

Tabla 6-4. Longitudes de diseño típicas en canales de desviación por el hombrillo

Cuña de acceso(m)	Canal de acceso (m)	Canal de salida (m)	Cuña de salida (m)
15 – 30	30 – 60	15 – 30	15 - 30

Fuente: Texas Transportation Institute. *Treatments for crashes on rural two-lane highways in Texas*. (Department of Transportation, Texas, 2002), figura 6-9, pp. 6-13.

Aunque es deseable utilizar los valores mayores de estos rangos, por observaciones se conoce que por muy cortos que sean los canales de desviación por el hombrillo, los mismos son utilizados eficientemente por los conductores (45).

Por otra parte, utilizar longitudes muy grandes puede hacer creer a los conductores que se trata de un canal adicional que se le ha añadido a la calzada, o de un canal de adelantamiento y, además, considerando que los conductores que siguen directo generalmente operan a velocidades reducidas ante la presencia de los vehículos lentos o detenidos que realizan el movimiento de giro, es por lo que generalmente los valores de la tabla 6-4 resultan adecuados.

Ahora, si las condiciones especiales de tráfico y de seguridad del sitio ameritan que se preserve la velocidad de operación de la vía, entonces los valores de la tabla deben aumentarse. En estos casos se pueden emplear cuñas de acceso y de salida de 30 m cada una, y para determinar las longitudes de los canales de acceso y salida se puede aplicar, como guía, la tabla 6-5.

Tabla 6-5. Longitudes de diseño para mantener la velocidad de operación de la vía

Velocidad de operación (km/h)	Canal de acceso (m)	Canal de salida (m)
50	105	105
65	120	120
80	150	150
90 a 100	170	170

Fuente: Modificación por el autor de los valores dados en Maryland Department of Transportation, *Standard site Access improvements*, (State Highway Administration, 2008), www.sha.state.md.us/businesswithsha/permits/ohd/13.asp, tabla 13.5.4, p. 8.

6.4.4 Canales continuos de giro a la izquierda en dos sentidos

Consisten en canales que se introducen entre corrientes de tránsito opuestas, con el propósito de ofrecer un área de refugio para que los vehículos realicen los giros a la izquierda, desde ambos sentidos de circulación de la vía (46), tal como se muestra en la figura 6-15.

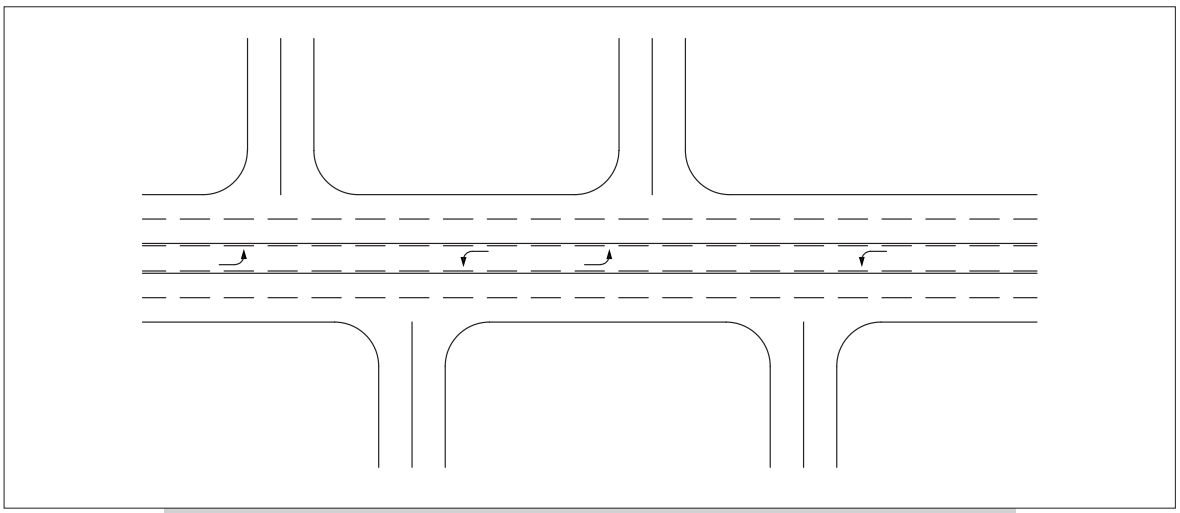


Figura 6-15 Canal continuo de giro a la izquierda en dos sentidos. Vía no dividida de cuatro canales

Estos canales constituyen un tratamiento apropiado de manejo de accesos, fundamentalmente en vías arteriales menores y en colectoras importantes. Se han utilizado principalmente en vías no divididas, sobre todo en áreas urbanas y suburbanas, pero también tienen bastante aplicación en carreteras de dos canales.

Pueden resultar una solución apropiada cuando existen numerosas intersecciones y otras conexiones de acceso a diferentes usos del suelo en ambos lados de la vía, que de otra manera aconsejarían realizar cambios radicales en dichos accesos (47).

Como se estudió en la sección 6.4.1, la introducción de canales exclusivos de giro a la izquierda constituyen la mejor solución para facilitar los giros hacia las calles transversales y otras conexiones de acceso, pero en algunas áreas urbanas y suburbanas puede ocurrir que las conexiones de acceso están demasiado cerca como para colocar canales de giro apropiados, y entonces la situación se puede manejar con canales continuos de dos sentidos de giro a la izquierda.

Estos canales tienen muchas ventajas, sobre todo si se las compara con las vías no divididas, pues al emplearlos mejora la seguridad, disminuyen las demoras y aumenta la capacidad (48).

Sin embargo, también existen varios inconvenientes, tanto en las carreteras de dos canales como en las vías multicanales.

En las carreteras de dos canales, en el tramo donde se introducen no se puede utilizar el canal opuesto para realizar las maniobras de adelantamiento, y en caso de ejecutarlas pueden propiciar la ocurrencia de accidentes.

En las vías multicanales ofrecen menor seguridad que la que se obtiene en vías divididas con divisoria central con brocales.

La existencia de estos canales, en lugar de desestimular el desarrollo de las zonas adyacentes en las vías arteriales, más bien pretende acomodar dichos desarrollos, sobre todo los comerciales, propiciando el incremento de conexiones de acceso.

Otro aspecto negativo se relaciona con su impacto en los peatones, ya que estos canales no proporcionan un área de refugio para el cruce de los mismos, resultando la posibilidad de accidentes, además de necesitarse mayores tiempos para efectuar dichos cruces, lo cual influye en la asignación de los tiempos de los semáforos.

Estos canales son empleados en otros países, especialmente en los Estados Unidos, pero no así en Venezuela, y su potencial uso debería estar supeditado a un estudio exhaustivo de los mismos, para determinar en qué condiciones sería aconsejable la incorporación de los mismos, siendo este un tema interesante de investigación para las universidades.

6.4.5 Control de los giros a la izquierda y de otros movimientos desde y hacia las conexiones de accesos

En el capítulo 3 se estudiaron algunos aspectos sobre el tratamiento de los accesos, considerándose la conveniencia de restringir algunos movimientos hacia y desde las conexiones de acceso. Además de las medidas operacionales y de regulación del tránsito, se pueden aplicar algunas soluciones geométricas para permitir algunos movimientos y eliminar otros, tal como se ilustra en las figuras 6-16, 6-17 y 6-18.

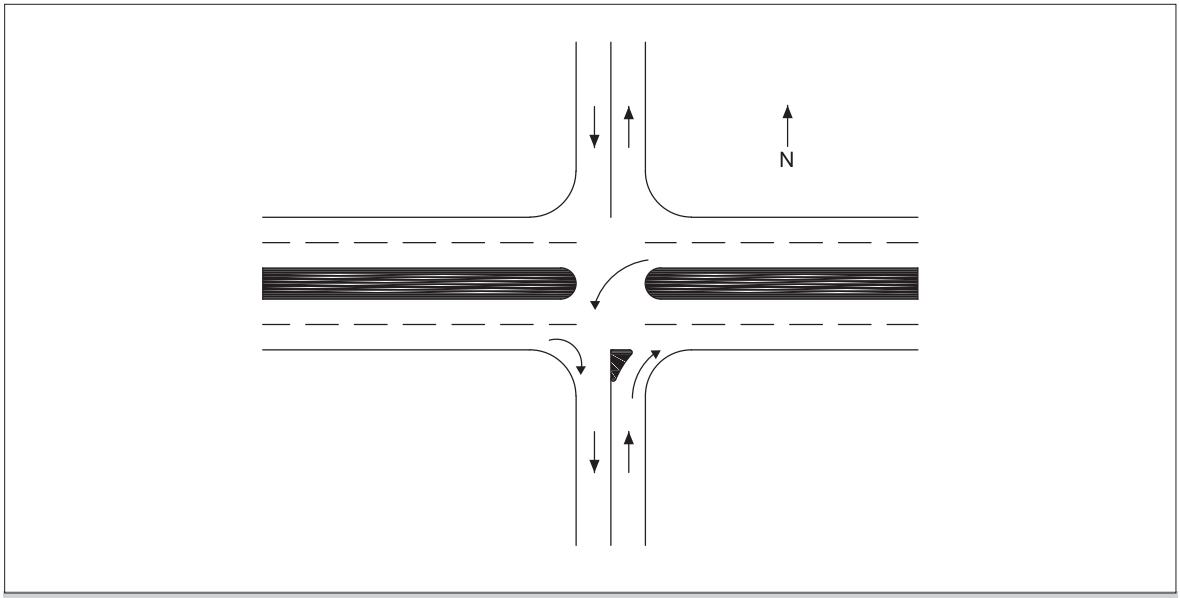


Figura 6-16 La isla canalizadora permite el giro a la derecha desde la conexión del acceso Sur, y los giros a la derecha y a la izquierda hacia dicha conexión
Fuente: Información de conocimiento general

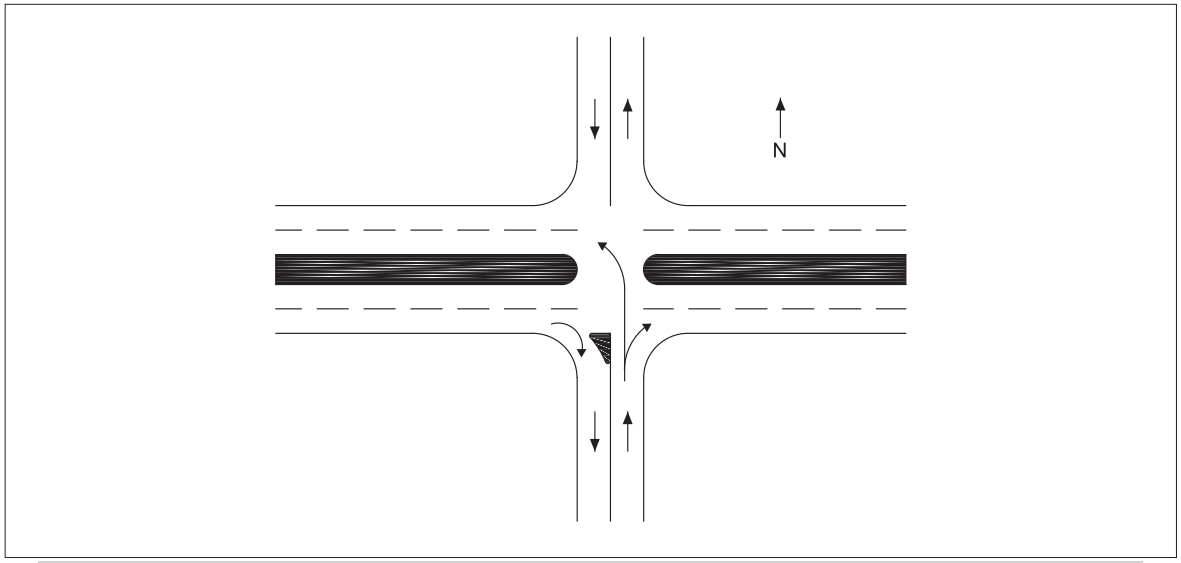


Figura 6-17 La isla canalizadora permite los giros a la derecha y a la izquierda desde la conexión del acceso Sur, y el giro a la derecha hacia dicha conexión
Fuente: Información de conocimiento general

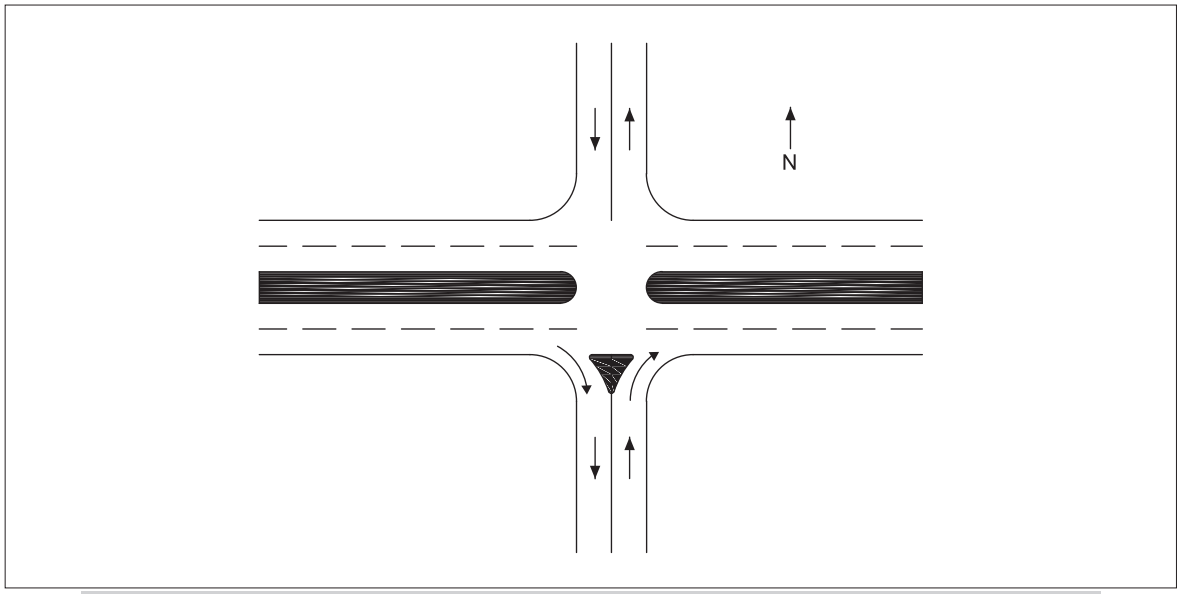


Figura 6-18 La isla canalizadora permite el giro a la derecha desde la conexión del acceso Sur, y el giro a la derecha hacia dicha conexión
Fuente: Información de conocimiento general

En los esquemas mostrados en estas figuras, se restringen algunos de los movimientos hacia o desde el acceso Sur, pero no así los del acceso.

Aunque estas soluciones, en general, funcionan adecuadamente para restringir los movimientos indeseados, algunos conductores pueden intentar violar dichos controles, sobre todo los relacionados con el cruce de uno a otro lado de la divisoria central.

La solución más efectiva para impedir estos cruces se obtiene cerrando completamente la divisoria central (ver figura 6-19).

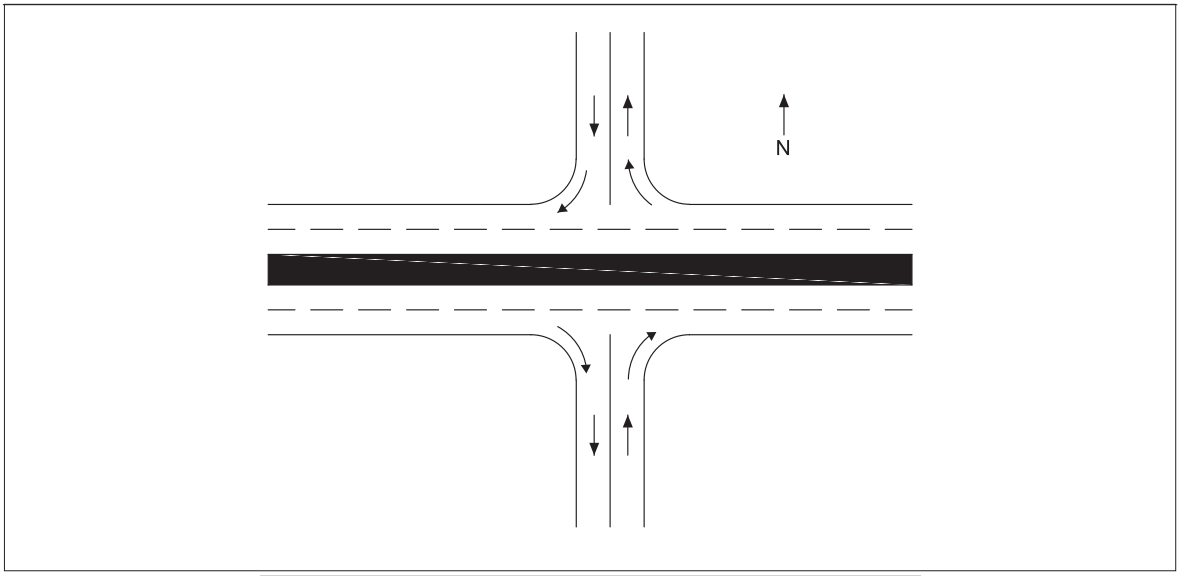


Figura 6-19 Cierre completo de la divisoria central
Fuente: Información de conocimiento general

Aunque esta solución verdaderamente restringe los movimientos de cruce sobre la divisoria central, tendrá mucha oposición de los desarrollos existentes o previstos a ambos lados de la vía, pues se impide completamente el acceso directo a las parcelas.

Existe una solución, que consiste en una abertura direccional en la divisoria central, con la cual se restringen los cruces de dicha divisoria, pero se permite los giros a la izquierda, como se ilustra en la figura 6-20.

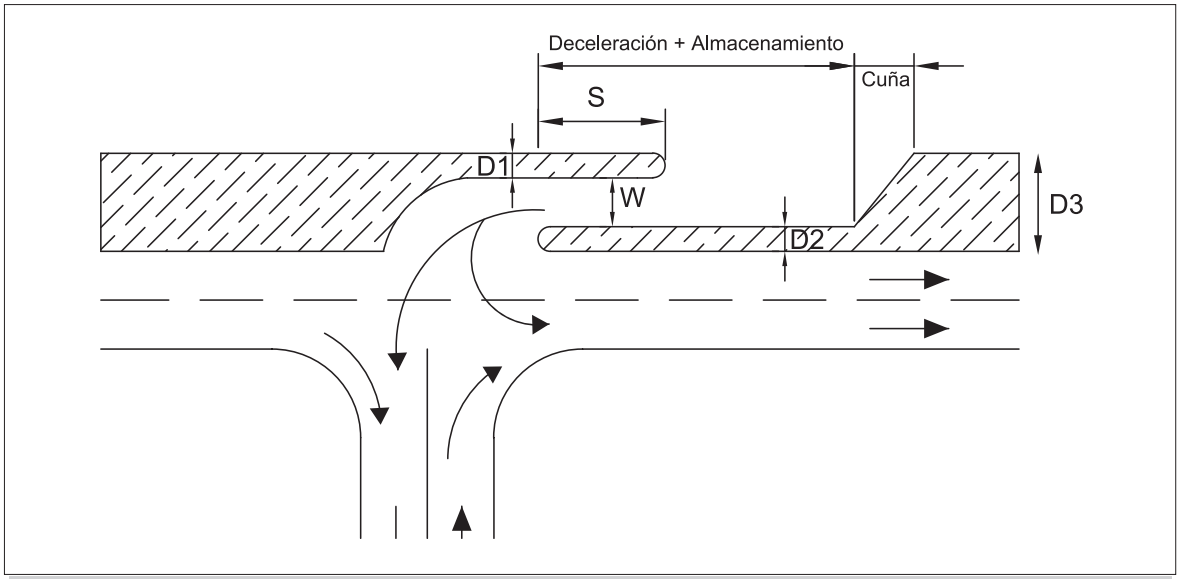


Figura 6-20 Abertura direccional en la divisoria central. Giro hacia un lado de la divisoria
Fuente: Transportation Research Board of the National Academies, *Access Management Manual*, (Transportation Research Board, Committee on Access Management, Washington, D. C., 2003), figura 11-7, p. 209.

En la figura 6-20 se muestran los elementos que definen estos canales:

El solape de los separadores, S, es una característica esencial de estos canales y es la que efectivamente impide la realización de otros movimientos de los vehículos que traten de cruzar la divisoria. De acuerdo con recomendaciones dadas por el Departamento de Transporte de Florida, su longitud mínima es de 8 metros (49).

Para el diseño de la cuña, y las longitudes de deceleración y almacenamiento, se siguen los mismos criterios expuestos en la sección 6.4.2.1.

El ancho mínimo del canal, W, debe ser de 3,60 metros. Cuando se usa brocal cuneta, la base se puede incluir como parte de este ancho pero, de ser posible, es preferible que el mismo se considere aparte.

Según la AASHTO, para los separadores D1 y D2 se recomienda que su ancho no sea menor de 1,20 metros, y preferiblemente de 1,80 a 2,40 metros (50).

No obstante esta recomendación, cuando existen restricciones de espacio se han utilizado anchos de 0,60 metros, y en casos extremos en algunas intersecciones anchos de 0,40 m (ancho de dos brocales).

Si estos separadores son muy angostos es difícil verlos, especialmente de noche y cuando está lloviendo. La manera más efectiva para asegurar una buena visibilidad es el empleo de un apropiado paisajismo, lo cual también contribuye a una mejor estética. Para obtener una efectiva separación entre las corrientes de tránsito, el ancho no debe ser menor de 1,20 m. Cuando hay presencia de peatones, el ancho considerado como un mínimo absoluto es de 1,80 m. Mientras que para proporcionar un apropiado paisajismo y lograr que los separadores sean bastante visibles, el ancho mínimo debe ser 1,80 m y preferiblemente 2,40 m (51).

El ancho mínimo de la divisoria D3 depende de los anchos seleccionados para W, D1 y D2, pero puede ser mayor, dependiendo del propósito de la misma a lo largo del tramo vial considerado.

Las aberturas direccionales en la divisoria central tienen su mayor aplicación en las intersecciones de vías arteriales con conexiones de acceso y otras calles locales y con colectoras, en áreas urbanas y suburbanas, pues en las vías rurales normalmente se utiliza la abertura completa de la divisoria.

La vía arterial típicamente tiene volúmenes de tráfico mucho mayores y recibe la prioridad en la regulación del tráfico, mientras que las locales y colectoras que interseca normalmente están reguladas con señales de pare.

Esta solución es muy efectiva para prestar servicio a importantes generadores de tráfico localizados a los lados de la vía arterial, y normalmente no se utiliza regulación del tráfico con semáforos.

Las aberturas direccionales, además de permitir el giro a la izquierda hacia una conexión de accesos, o vía local o colectora, también ofrece la oportunidad de vuelta en U, con lo cual puede proporcionar acceso conveniente a otras propiedades adyacentes a la vía, y además pueden contribuir a reducir los giros a la izquierda y las vueltas en U en las intersecciones reguladas por semáforos (52).

Para la localización de las aberturas direccionales, se deben tomar en cuenta los criterios estudiados en el capítulo 3 del texto. En primer lugar, se debe procurar ubicarlas

dentro de la ventana de accesos, de tal manera que el ingreso del canal de giro quede antes del área funcional de acceso de la intersección corriente abajo, y quede después del área funcional de salida de la intersección anterior. Así mismo, la salida del canal de giro debe localizarse fuera de las áreas funcionales de las intersecciones contiguas.

Otro aspecto de fundamental importancia es el que se refiere a las condiciones de visibilidad.

Aunque normalmente las aberturas no están reguladas por semáforos, en algunos casos, si los volúmenes u otras condiciones lo ameritan, puede requerirse el uso de los mismos. En estos casos, se debe procurar que localización se relacione con el diagrama espacio-tiempo (estudiado en el capítulo 5 del texto), de tal manera que la fase para el movimiento de giro coincida con el intervalo donde no estén presentes los pelotones de tráfico en la onda verde de la corriente principal.

Si la abertura se proyecta junto con la conexión de acceso a la cual va a servir, esta última se puede ubicar donde se considere la localización óptima de la abertura en la divisoria, pero si se trata de una conexión de acceso existente puede que la misma sea muy desfavorable para localizar una abertura, por lo que habrá que considerar la posibilidad de relocalizar la conexión de acceso, y si esta relocalización es imposible o muy difícil hay que pensar en proporcionar, corriente abajo, una vuelta en U u otro tipo de giro indirecto.

Las aberturas direccionales se pueden configurar para realizar los giros a la izquierda y las vueltas en U a ambos lados de la divisoria, tal como se ilustra en la figura 6-21

.

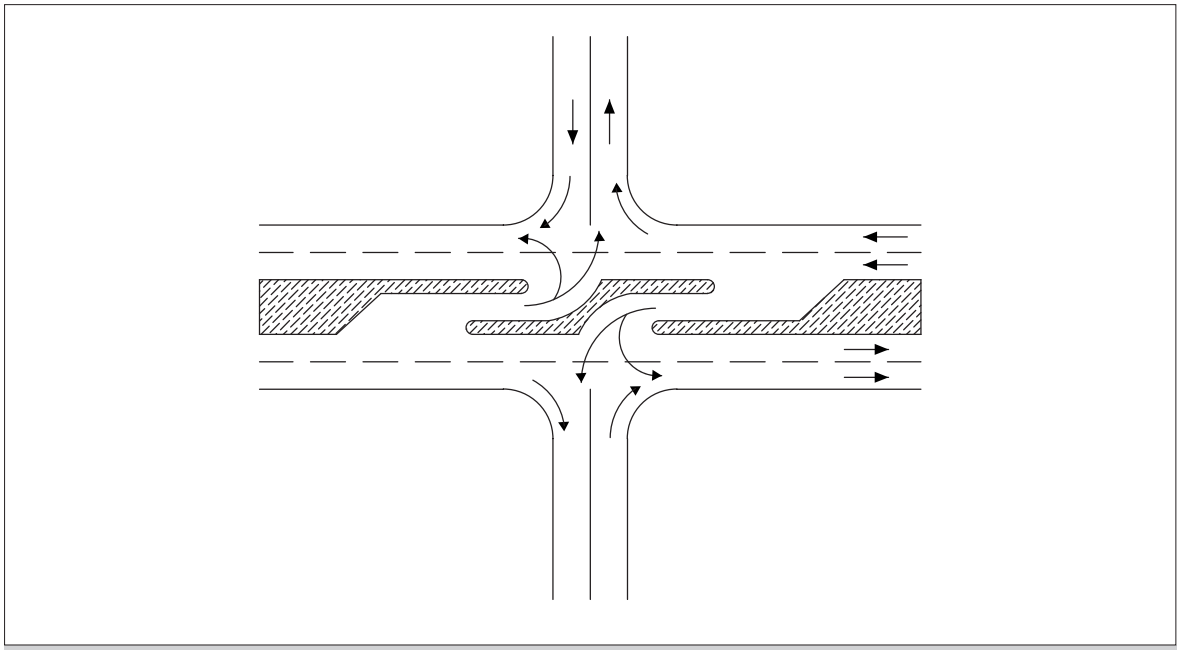


Figura 6-21 Abertura direccional en la divisoria central. Giro hacia ambos lados de la divisoria
Fuente: Department of Transportation, State of Florida. *Median Handbook*, (Florida, 1997), capítulo 1, p. 3.

6.5 Tratamiento de los giros a la derecha

En las intersecciones de los enlaces de acceso y en otras intersecciones, debido a las características geométricas de las curvas en las esquinas, los giros a la derecha normalmente se hacen a bajas velocidades, con un diferencial apreciable respecto a la velocidad de los vehículos que siguen derecho.

Este diferencial desmejora las condiciones de eficiencia y seguridad, ya que los vehículos que siguen detrás de los que giran disminuyen la velocidad o se cambian de canal, creando puntos de conflicto adicionales, creando problemas de seguridad y operacionales, aumentando las probabilidades de choques, además de incrementarse la demora y disminuir la capacidad en los canales que siguen derecho.

Para disminuir los aspectos negativos de los giros a la derecha, y preservar las condiciones de eficiencia y seguridad, es conveniente aplicar tratamientos a estos movimientos, algunos de los cuales están dirigidos a disminuir el diferencial de velocidades, mientras que otros lo que hacen es separar la corriente del tráfico que gira de la que sigue derecho. A continuación se indican algunos de los más utilizados:

- Canales de giro a la derecha
- Enlaces de giro a la derecha
- Giros a la derecha libres
- Canales continuos de giro a la derecha

6.5.1 Canales de giro a la derecha

El propósito de estos canales es facilitar el movimiento del tráfico directo, aumentar la capacidad de la intersección, permitir el movimiento controlado del tráfico que gira y mejorar la seguridad de todo el tráfico.

Los canales de giro a la derecha eliminan las diferencias de velocidad en los canales que siguen derecho en la vía de mayor jerarquía, reduciendo la frecuencia y la severidad de los choques traseros.

a. Justificativos de los canales de giro a la derecha

Existen varios criterios para justificar la introducción de un canal de giro a la derecha, los cuales varían de acuerdo a las características de las vías que se intersecan: carreteras de dos canales, carreteras multicanales sin semáforo, intersecciones semaforizadas.

1. Intersecciones no semaforizadas

Se consideran dos grupos de parámetros para justificar la colocación de los canales de giro a la derecha en intersecciones no semaforizadas, uno relacionado con los volúmenes de tránsito y otro con los accidentes.

Existen varios criterios relacionados con los volúmenes de tránsito, pero los que tienen mayor uso son los que se basan en un estudio realizado por Cottrell en 1981 (53), el cual considera la justificación de uno de los siguientes tratamientos:

- Canal completo de giro a la derecha
- Cuña de giro a la derecha
- Solamente la curva en la esquina

Para establecer los volúmenes límites para cada uno de estos tratamientos, Cottrell propone un grupo de curvas, de acuerdo al tipo de carretera considerado y a la velocidad de la vía.

Estas curvas, conformadas por segmentos rectos, se muestran a continuación, deducidas algebraicamente por el autor en forma de ecuaciones, para un mejor manejo de los volúmenes de interés.

2. Carreteras de dos canales no reguladas por semáforos

- **Justificación de un canal completo de giro a la derecha**

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 600 veh/h

$V_{GD} = 120 - (V_A/7{,}5)$…… (ec. 6-6)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso > 600 veh/h

$V_{GD} = 40$ …….. (ec. 6-7)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 600 veh/h

$V_{GD} = 140 - (V_A/7{,}5)$…… (ec. 6-8)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso > 600 veh/h
$V_{GD} = 60$…….. (ec. 6-9)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.

- **Justificación de una cuña de giro a la derecha**

Para velocidades ≥ 72 Km/h y Volumen en el acceso ≤ 500 veh/h

$V_{GD} = 70 - (V_A/10)$..... (ec. 6-10)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso > 500 veh/h

$V_{GD} = 20$..... (ec. 6-11)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 500 veh/h

$V_{GD} = 90 - (V_A/10)$..... (ec. 6-12)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso > 500 veh/h

$V_{GD} = 40$..... (ec. 6-13)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.

b. Carreteras de cuatro canales no reguladas por semáforos

- **Justificación de un canal de giro a la derecha**

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 500 veh/h

$V_{GD} = 90$ ……..…… (ec. 6-14)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades ≥ 72 km/h y 500 < Volumen en el acceso ≤ 1.200 veh/h

$V_{GD} = 90 – (V_A – 500)/14$……..…….. (ec. 6-15)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso > 1.200 veh/h

$V_{GD} = 40$ ……..…… (ec. 6-16)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 500 veh/h

$V_{GD} = 110$ ……..…… (ec. 6-17)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y 500 < Volumen en el acceso ≤ 1.200 veh/h

$V_{GD} = 110 – (V_A – 500)/13{,}6$……..…….. (ec. 6-18)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso > 1.200 veh/h

$V_{GD} = 60$ ……. (ec. 6-19)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica un canal de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

- **Justificación de una cuña de giro a la derecha**

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 1.000 veh/h

$V_{GD} = 40 - (V_A)/33{,}3$……. (ec. 6-20)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades ≥ 72 km/h y Volumen en el acceso > 1.000 veh/h

$V_{GD} = 10$……. (ec. 6-21)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso ≤ 1.000 veh/h

$V_{GD} = 60 - (V_A)/33{,}3$……. (ec. 6-22)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para velocidades < 72 km/h y Volumen en el acceso > 1.000 veh/h

$V_{GD} = 30$……. (ec. 6-23)

Donde:
V_{GD} = Volumen de giro (veh/h) que justifica una cuña de giro a la derecha.
V_A = Volumen del acceso en el sentido considerado, veh/h.

Para emplear las ecuaciones 6-6 a 6-23, conocido el tipo de vía: 2 canales o 4 canales, y la velocidad en la misma, se aplica la ecuación correspondiente para determinar la justificación o no de un canal de giro a la derecha.

Si se justifica el canal ahí termina el problema, pero si no se justifica se debe aplicar la ecuación correspondiente para la justificación o no de una cuña de giro a la derecha.

Ejemplo 3

Se tiene una carretera de cuatro canales no regulada por semáforos, con velocidad de operación de 90 km/h. Durante la hora pico el volumen de giro a la derecha es de 80 veh/h y el volumen en el sentido considerado es de 800 veh/h. Se quiere determinar el tratamiento más recomendable para los giros a la derecha.

Solución:
Aplicamos la ecuación 6-15:
$V_{GD} = 90 - (V_A - 500)/14 = 90 - (800 - 500)/14 = 69$ veh/h

Como el volumen de giro existente (80 veh/h) es superior al valor límite (69 veh/h), entonces se justifica la construcción de un canal de giro a la derecha.

Ejemplo 4

Se tiene una carretera de cuatro canales no regulada por semáforos, con velocidad de operación de 90 km/h. Durante la hora pico el volumen de giro a la derecha es de 50 veh/h y el volumen en el sentido considerado es de 900 veh/h. Se quiere determinar el tratamiento más recomendable para los giros a la derecha.

Solución:
Aplicamos la ecuación 6-15:
$V_{GD} = 90 - (V_A - 500)/14 = 90 - (900 - 500)/14 = 62$ veh/h

Como el volumen de giro existente (50 veh/h) es menor que el valor límite (62 veh/h), entonces no se justifica la construcción de un canal de giro a la derecha, pero es posible que se justifique una cuña de giro a la derecha, por lo tanto continuamos la solución del problema, para lo cual aplicamos la ecuación 9-19:

$V_{GD} = 40 - (V_A)/33{,}3 = 40 - (900)/33{,}3 = 13$ veh/h

Como el volumen de giro existente (50 veh/h) es mayor que el valor límite (13 veh/h), entonces se justifica la construcción de una cuña de giro a la derecha.

Ejemplo 5

Se tiene una carretera de cuatro canales no regulada por semáforos, con velocidad de operación de 90 km/h. Durante la hora pico el volumen de giro a la derecha es de 10 veh/h y el volumen en el sentido considerado es de 900 veh/h. Se quiere determinar el tratamiento más recomendable para los giros a la derecha.

Solución:

Aplicamos la ecuación 6-15:

$V_{GD} = 90 - (V_A - 500)/14 = 90 - (900 - 500)/14 = 62$ veh/h

Como el volumen de giro existente (10 veh/h) es menor que el valor límite (62 veh/h), entonces no se justifica la construcción de un canal de giro a la derecha, pero es posible que se justifique una cuña de giro a la derecha, por lo tanto, continuamos la solución del problema, para lo cual aplicamos la ecuación 9-19:

$V_{GD} = 40 - (V_A)/33{,}3 = 40 - (900)/33{,}3 = 13$ veh/h

Como el volumen de giro existente (10 veh/h) es menor que el valor límite (13 veh/h), tampoco se justifica la construcción de una cuña de giro a la derecha, por lo tanto, el tratamiento recomendado es solamente la curva en la esquina.

Si en una intersección no semaforizada de una vía prioritaria con una supeditada, con control de pare, se quiere estudiar la justificación de un canal de giro a la derecha en la vía supeditada, lo mejor es analizar la intersección con los procedimientos del capítulo 17 del *Manual de Capacidad de Carreteras* (54), en donde se toman en cuenta los volúmenes en todos los accesos y las relaciones entre los mismos, para determinar las demoras y los niveles de servicio, por medio de los cuales se puede determinar la conveniencia o no de la inclusión del canal.

Los criterios señalados en los párrafos anteriores, para la justificación de un canal de giro a la derecha, se basan fundamentalmente en los volúmenes de tránsito, pero existen otros que toman en cuenta la ocurrencia de accidentes, a los cuales se les debe tomar la mayor atención posible.

Estos criterios generalmente se expresan en forma de número de choques en la intersección, que tengan como causa los vehículos que giran a la derecha. Aunque en este caso no existe tanta información como sucede con los giros a la izquierda, en algunas referencias se establece considerar como límite para justificar un canal de giro a la derecha el que existan 5 choques durante un período de 12 meses que se puedan prevenir con la inclusión del canal de giro (55). Hay que tener presente que estos choques no necesariamente ocurren en la propia intersección, sino que algunos se producen corriente arriba de la misma.

Si se tienen estadísticas de choques de por lo menos los últimos tres años, el criterio se puede aplicar con mucha mayor convicción, lo cual en Venezuela es muy difícil de cumplir, dada la escasez en el registro de accidentes.

En intersecciones no semaforizadas existentes, cuando no se tengan estadísticas de accidentes, o en intersecciones nuevas, el ingeniero debe hacer esfuerzos para detectar situaciones especialmente peligrosas, que ameriten la inclusión de canales de giro a la derecha.

Una condición difícil se presenta cuando la intersección está localizada detrás de una curva vertical u horizontal, sin la debida visibilidad de frenado, en donde generalmente es conveniente hacer una canalización apropiada que incluya canales de giro a la derecha. En estos casos la canalización debe comenzarse con suficiente antelación para que realmente constituya una guía a los conductores.

Otras situaciones de cuidado son las intersecciones en pendientes fuertes, donde la operación y la seguridad se pueden ver afectadas por la presencia de vehículos girando a bajas velocidades.

c. Intersecciones semaforizadas

Los criterios aplicados para la justificación de los canales de giro a la derecha en intersecciones semaforizadas difieren de los de las intersecciones sin semáforo.

Debido a la gran diversidad de condiciones geométricas, de tráfico y ambientales, la justificación de un canal para giros a la derecha en intersecciones semaforizadas se hace analizando la capacidad y los niveles de servicio en todos los accesos.

La introducción de canales de giro a la derecha permite considerar arreglos de fases alternativos, cada uno de los cuales resulta en valores de capacidad, demora y niveles de servicio diferentes, no solamente para el acceso en consideración, sino para todos los demás accesos y para la intersección como un todo.

Los temas estudiados en los capítulos 5 y 6 del texto permiten considerar los arreglos de fases posibles y el análisis operacional de la intersección y de cada uno de los accesos, y hacer la comparación con los niveles de servicio aceptable, y así determinar la necesidad o no de los canales de giro.

Simplemente, a manera de referencia, se señala una sugerencia del *Manual de Capacidad de Carreteras* que indica que, en general, se debería considerar un canal exclusivo de giro a la derecha, en intersecciones semaforizadas, cuando el volumen de giro excede 300 veh/h y el volumen de los canales adyacentes exceden 300 veh/h por canal (56).

6.5.2 Elementos de diseño de los canales de giro a la derecha

a. Canales completos de giro a la derecha

Para el diseño de estos canales se aplican las mismas consideraciones de los canales de giro a la izquierda con divisoria central, estudiados en la sección 6.4.2.1. Las longitudes deseables y mínimas de deceleración, para detener completamente un vehículo, se toman de las tablas 6-2 y 6-3, respectivamente.

Un aspecto adicional a tomar en cuenta en los canales completos de giro a la derecha, es el hecho de que en algunas circunstancias los vehículos no tienen por qué detenerse completamente. En las intersecciones no semaforizadas, generalmente los vehículos en la vía prioritaria no se detienen para realizar el giro a la derecha. Igual ocurre en las intersecciones semaforizadas con giro a la derecha libre.

En estos casos, la longitud de deceleración se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$D = ((V^2) - (V_G^2))/(25{,}92xa)$

Donde:

D = Longitud (m) para decelerar desde la velocidad de diseño de la vía, V (km/h), hasta la velocidad de giro en la curva de salida, V_G (km/h).

a = Tasa de deceleración (m/s^2)

La tabla 6-6 muestra las longitudes mínimas de deceleración para varias velocidades de diseño de la vía y diferentes velocidades de giro en la curva de salida.

Tabla 6-6. Longitudes mínimas (m) de deceleración en canales completos de giro a la derecha

Velocidad de diseño de la vía (km/h)	Velocidad de giro en la curva de salida (km/h)			
	Condición de parada	24	32	40
30	26	12	0	0
40	45	38	28	0
50	70	60	53	48
60	90	82	74	66
70	110	102	95	86
80	133	123	117	108
90	151	141	137	128
100	168	158	155	144
110	184	176	171	163
120	199	194	186	182

Fuente: Cálculos propios, tomando las deceleraciones deducidas de *Iowa Department of Transportation´s Design Manual*, Chapter 5, tabla 4, p. 8, revisada en 2007.
Nota: Estas longitudes mínimas no incluyen la longitud de la cuña inicial del canal.

b. Cuñas de giro a la derecha

Cuando no se justifica un canal completo pero sí una cuña de giro, los elementos para su diseño se ilustran en la figura 6-22 y se describen a continuación:

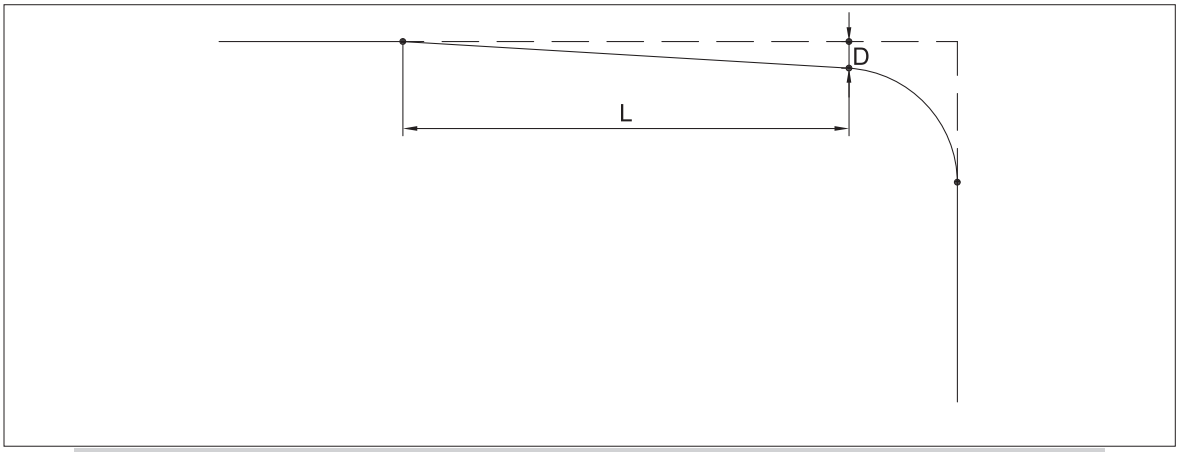


Figura 6-22 Elementos que definen la longitud de una cuña de giro a la derecha

El desplazamiento de la cuña, D, es el equivalente al ancho de un canal de la vía.

Para determinar la longitud de la cuña, L, no existe uniformidad de criterios. Una guía se muestra en la tabla 6-7.

Tabla 6-7. Longitud de las cuñas de giro a la derecha

Velocidad de diseño de la vía (km/h)	Longitud de la cuña de giro a la derecha (m)
≤ 60	60
70	75
80	80
≥ 90	90

Fuente: Inspirada en North Caroline Department of Transportation, *Road Design Manual*, Chapter nine, Revision Nº 4, part 1, p. 9-1.

6.5.3 Curvas mínimas para giros a la derecha

Estas curvas se refieren a las utilizadas en las esquinas de las intersecciones, cuyo diseño está relacionado con velocidades de giro bajas, tomando en cuenta aspectos de seguridad y economía, y considerando que los conductores en las intersecciones visualizan la existencia de condiciones más críticas que las existentes en el tramo vial de acceso.

Un elemento fundamental, para el diseño de las curvas mínimas en las esquinas, se refiere a las características de los vehículos que giran. En las corrientes de tráfico se observa una gran variedad de estos vehículos, los cuales se agrupan en cinco clases (57) (58):

- Automóviles
- Camiones
- Autobuses
- Vehículos recreacionales
- Vehículos de dos ruedas
- Otros vehículos

Los automóviles son vehículos de dos ejes y cuatro ruedas; incluyen los vehículos de pasajeros de todos los tamaños, vehículos deportivos, minivanes, vanes, camionetas pick-up y camiones de carga ligera (hasta 1 tonelada aproximadamente) de cuatro ruedas. También se les conoce con el nombre de vehículos livianos.

Los camiones son los vehículos con más de cuatro ruedas, destinados al transporte de carga; se clasifican en camiones simples y camiones compuestos. Los simples pueden ser de dos ejes y seis ruedas o de tres ejes y diez ruedas.

Los camiones compuestos están formados por un vehículo automotor remolcador y uno no automotor remolcado. Se clasifican en dos tipos: remolques y semirremolques. Los remolques están formados por un vehículo estable enganchado a un camión simple que a su vez también transporta carga. Los semirremolques están formados por un vehículo que, para mantener su estabilidad, se apoya en el vehículo remolcador o "chuto" (este último no transporta carga). También existen vehículos que combinan remolques y semirremolques.

Los autobuses están destinados al transporte de más de 15 personas, incluyendo los autobuses interurbanos, los urbanos, los escolares y los articulados.

Los vehículos recreacionales incluyen las casas rodantes, los vehículos con remolques para acampar, los vehículos que remolcan botes, casas rodantes que remolcan botes y casas rodantes que remolcan automóviles, y otros.

Los vehículos de dos ruedas incluyen las motocicletas y las bicicletas.

Dentro de cada clase se selecciona un vehículo de diseño, cuyas dimensiones y radios de giro son más grandes que aproximadamente todos los que pertenecen a dicha clase, y son consideradas como críticas para el diseño.

Las dimensiones geométricas principales de los vehículos que influyen en el diseño de las curvas en las esquinas, para los giros a la derecha, son (ver figura 6-23):

- Ancho
- Longitud
- Número de ejes
- Distancias entre ejes
- Mínimo radio de giro de la rueda trasera interna
- Mínimo radio de giro del saliente delantero externo

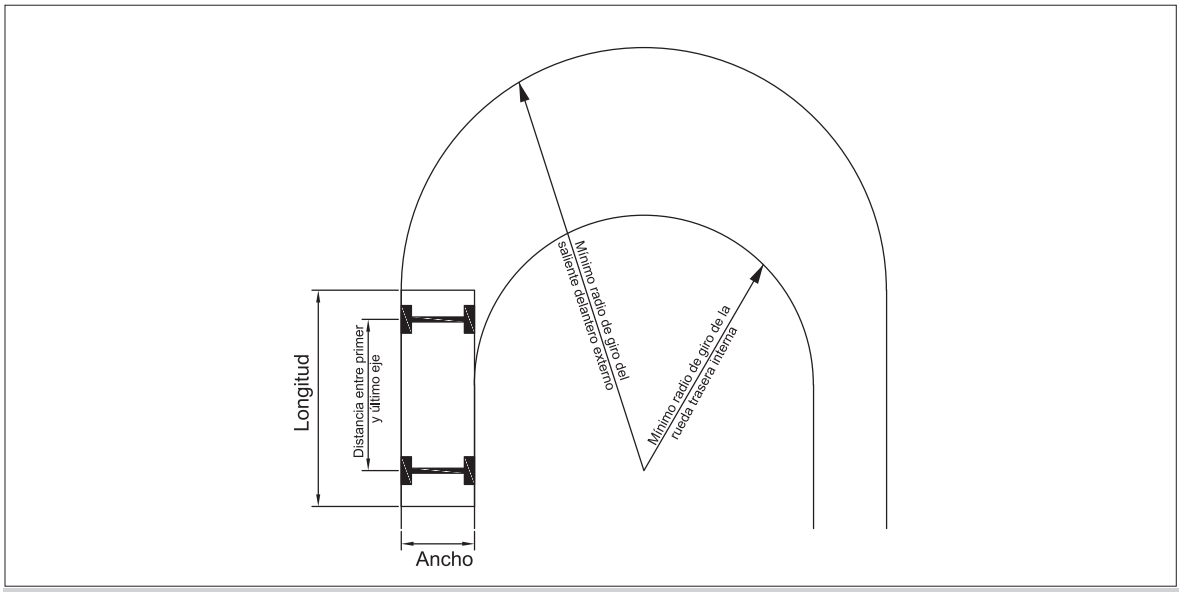


Figura 6-23 Dimensiones geométricas principales de un camión simple
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 2-4, p. 22.

2001 considera los siguientes vehículos de diseño (59):

Símbolo	Descripción
P	Automóviles
SU	Camiones simples
WB-12	Camión compuesto tractor-semirremolque intermedio
WB-15	Camión compuesto tractor-semirremolque intermedio
WB-19	Camión compuesto tractor-semirremolque grande
WB-20	Camión compuesto tractor-semirremolque grande
WB-20D	Camión compuesto tractor-semirremolque y un remolque con dos ejes simples
WB-30T	Camión compuesto tractor-semirremolque y dos remolques con dos ejes simples
WB-33D	Camión compuesto tractor-semirremolque y un remolque con dos ejes tándem
BUS-12	Autobús interurbano
BUS-14	Autobús interurbano
CITY-BUS	Autobús de transporte público urbano
S-BUS-11	Autobús escolar convencional (65 pasajeros)
S-BUS-12	Autobús escolar grande (84 pasajeros)
A-BUS	Autobús articulado

La AASHTO

En la tabla 6-8 se muestran las dimensiones geométricas principales de estos vehículos.

Tabla 6-8 Dimensiones geométricas principales de los vehículos de diseño.

Vehículo de diseño	Número de ejes	Número de ruedas	Ancho (m)	Longitud (m)	Distancia entre primer y último ejes (m)	Mínimo radio de giro de la rueda trasera interna (m)	Mínimo radio de giro del saliente delantero externo (m)
P	4	4	2,10	5,80	3,40	4,39	7,77
SU	2	6	2,40	9,20	6,10	8,64	13,26
WB-12	4	14	2,40	13,90	12,20	5,88	12,44
WB-15	5	18	2,60	16,80	15,24	5,18	13,93
WB-19	5	18	2,60	20,90	18,90	2,40	14,14
WB-20	5	18	2,60	22,40	19,81	1,34	14,14
WB-20D	5	18	2,60	22,40	20,43	5,88	13,87
WB-30T	7	26	2,60	32,00	30,33	3,00	13,87
WB-33D	9	34	2,60	34,80	33,29	4,54	18,40
BUS-12	3	8	2,60	12,20	8,40	8,41	14,58
BUS-14	3	8	2,60	13,70	9,30	7,78	14,58
CITY-BUS	2	6	2,60	12,20	7,60	7,47	13,87
S-BUS-11	2	6	2,40	10,90	6,50	7,25	12,04
S-BUS-12	2	6	2,40	12,20	6,10	7,74	13,05
A-BUS	3	10	2,60	18,30	12,60	6,49	13,50

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tablas 2-1 y 2-2, pp. 16 y 19.

En la tabla 6-8, los camiones compuestos con semirremolque y/o remolques se identifican con el símbolo WB junto con la distancia (aproximada) en metros que existe entre el primer y último ejes, así, por ejemplo, esta distancia para el WB-12 es de 12 metros. Uno de los camiones compuestos más usados en las carreteras es el WB-15.

La AASHTO 2001 ha determinado los diseños mínimos del borde de la calzada para los giros a la derecha, para lo cual se consideró que el vehículo está apropiadamente posicionado dentro del canal de tráfico al comienzo y al final del giro, manteniendo una separación de 0,60 m del borde de la calzada en las rectas de acceso y de salida de

la curva. Los diseños seleccionados por la AASHTO se acoplan bastante a la trayectoria de la rueda trasera interna del vehículo de diseño seleccionado, con una separación de 0,60 m o más a lo largo de la mayor parte del giro, y en ningún punto esta separación es menor de 0,20 (59).

Las curvas así obtenidas se consideran apropiadas para usarlas como diseños mínimos, correspondientes a giros con velocidades iguales o menores a 15 km/h, aunque conductores expertos podrían ser capaces de girar con radios un poco menores (60).

Los diseños mínimos pueden estar conformados por diversas combinaciones de rectas y curvas. La AASHTO ofrece cuatro tipos: curvas circulares simples, curvas circulares con cuñas, curvas compuestas simétricas de tres centros y curvas compuestas asimétricas de tres centros, según se ilustra en la figura 6-24.

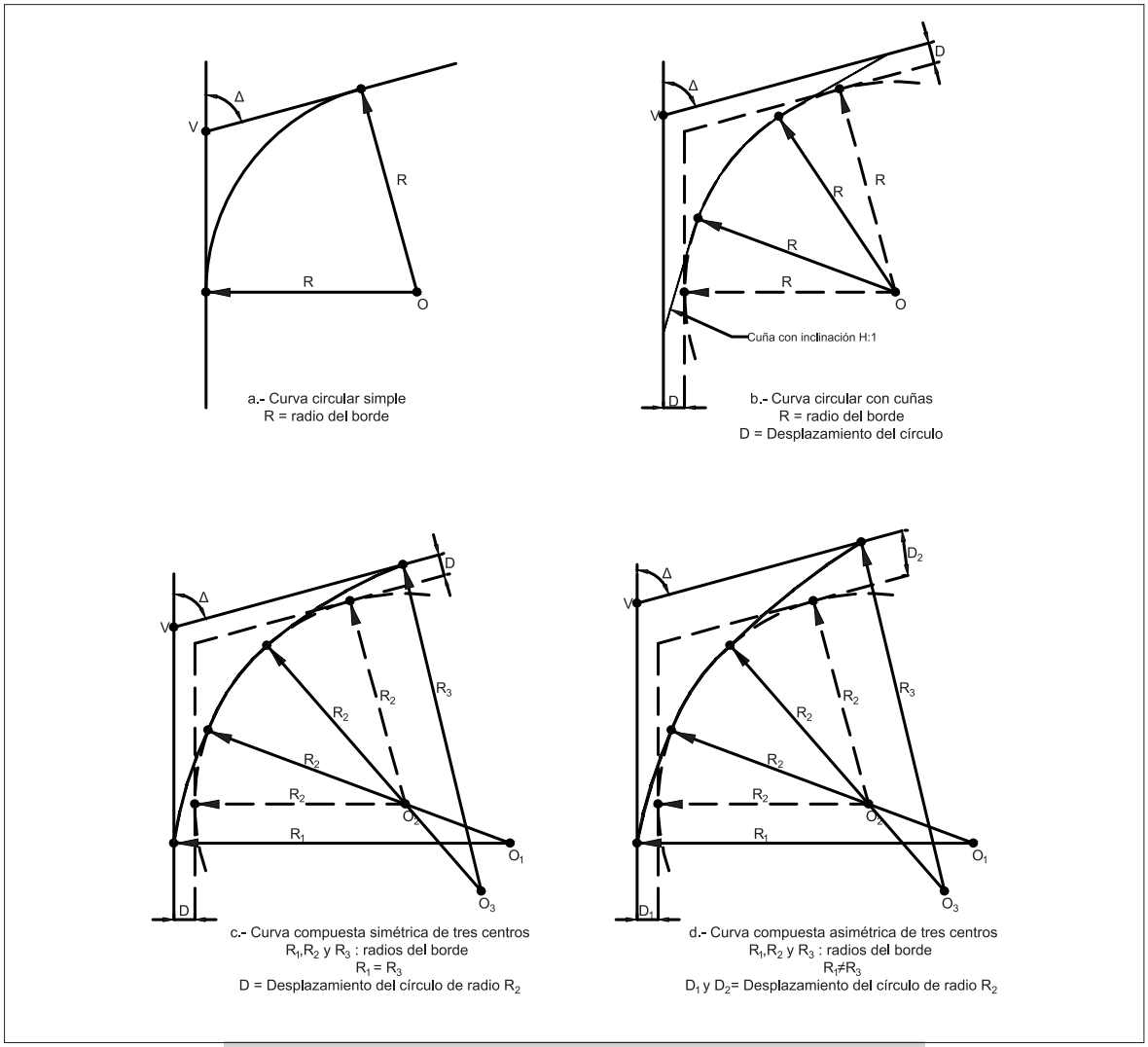


Figura 6-24 Combinaciones de rectas y curvas utilizadas en los diseños mínimos en los giros a la derecha

La tabla 6-9 muestra los diseños mínimos recomendados por la AASHTO para cada tipo de vehículo y para diferentes ángulos de giro, Δ.

El autobús de transporte público urbano, identificado como el vehículo de diseño CITY-BUS, no aparece en esta tabla, pero el mismo se puede acomodar en los diseños correspondientes al SU (61).

Un dato fundamental para entrar a la tabla 6-9, es el conocimiento del vehículo de diseño, para lo cual el ingeniero debe considerar el vehículo más grande que probablemente utilizará la intersección en estudio con considerable frecuencia.

Normalmente, se hacen conteos clasificados de los distintos movimientos de giro en las intersecciones lo cual, junto con el conocimiento de los usos del suelo y de las actividades que se desarrollan actualmente o previstas a futuro, en las áreas adyacentes y servidas por las vías transversales, ayudan al proyectista a decidir cuál es el vehículo de diseño que más se adapta a las condiciones particulares del área.

De todas maneras, el ingeniero puede completar su análisis considerando aspectos relacionados con la localización de la intersección: rural, urbana o suburbana, la clasificación funcional de las vías que se intersecan, los volúmenes de tráfico vehiculares y peatonales.

También es importante considerar la presencia de otros vehículos de mayor tamaño a los del vehículo de diseño, y estudiar las trayectorias de los mismos, de tal manera que el diseño seleccionado permita que un vehículo más grande que gira ocasionalmente, pueda invadir otros canales sin interrumpir significativamente el resto del tráfico.

En general, en áreas rurales el más utilizado como vehículo de diseño es el SU, pero en algunas circunstancias puede que el más apropiado sea el P, como es el caso de intersecciones de vías locales con muy bajos volúmenes de tráfico o en intersecciones de vías locales con vías colectoras o arteriales donde los giros se hacen esporádicamente.

Si se trata de intersecciones de vías arteriales o colectoras, con importantes movimientos de giro, que contengan un gran porcentaje de camiones compuestos, debe adoptarse uno de ellos como vehículo de diseño, siendo uno de los más utilizados el WB-15.

Los criterios de selección del vehículo de diseño en vías urbanas difieren de los utilizados en las rurales, pues hay que tomar en cuenta la presencia preponderante de automóviles, pero en algunas vías o en algunos sectores de la ciudad puede ser importante la presencia de camiones. Así mismo, algunas intersecciones son utilizadas por las rutas de transporte público. Otro aspecto muy importante es la presencia de peatones, y las consideraciones del derecho de vía. Los diseños en las ciudades serán tratados con más detalle un poco más adelante, en esta misma sección.

Además de los diseños mostrados en la tabla 6-9, existen consideraciones que el ingeniero debe tener en cuenta para decidir cuál es la solución más apropiada en la intersección estudiada, algunas de las cuales se indican a continuación:

En intersecciones con ángulo de giro de 90º, con los diseños mínimos mostrados en la tabla 6-9, para el vehículo SU, partiendo en el acceso dentro de un canal de 3,60

m, el saliente delantero se ubica a 3,60 m desde el borde de la tangente en la salida de la curva, y por consiguiente ocupa el ancho completo de un canal de 3,60 m en la vía transversal, de tal manera que si en esta vía los canales son de 3,00 ó 3,30 m, el vehículo que gira invadirá el canal adyacente.

En algunas circunstancias, dependiendo de las condiciones específicas de la intersección, cuando se quiere evitar esa invasión en vías transversales con canales menores de 3,60 m, se recomienda utilizar, para el borde de la calzada, diseños mayores que el mínimo (62). Si se emplean curvas circulares simples, un radio de 18 metros es apropiado. Sin embargo, si la vía transversal es de cuatro canales, la invasión del segundo canal en general no perjudica al resto del tráfico; así mismo, la existencia de hombrillos en las vías que se intersecan contribuye a un mejor posicionamiento del vehículo durante los giros con diseños mínimos y puede hacer innecesario el uso de radios mayores. La presencia de los hombrillos es aprovechada por los vehículos para mejorar su maniobra, lo cual equivale a un incremento real del radio utilizable de la curva.

En intersecciones con ángulo de giro de 90º, en la tabla 6-9 no se muestran diseños con circulares simples para los camiones compuestos, por considerarse que no es práctico ajustar estas curvas a las trayectorias de estos vehículos; sin embargo, cuando los canales de tráfico son de 3,60 m, el vehículo WB-12 puede girar sin invadir los canales adyacentes si el borde interior de la calzada está conformado por una curva circular simple de 23 metros, mientras que el WB-15 lo puede hacer cuando dicho radio es de 29 metros. Sin embargo, para conseguir un mejor ajuste de la trayectoria de estos vehículos y un uso más eficiente del área de la intersección, los diseños que mejor se ajustan son las curvas tricéntricas asimétricas (63).

En la tabla 6-9 vemos que, utilizando curvas circulares simples, para los diseños mínimos para el vehículo P, el radio es de 9 metros cuando el ángulo de giro es de 90º. Sin embargo, se conoce que, para cualquier ángulo de giro, y con canales de 3,60 m, los automóviles pueden girar en forma satisfactoria cuando el radio es de 7,50 metros y, con algunas restricciones y velocidades sustancialmente menores de 15 km/h, cuando el radio es de 4,50 m.

En las intersecciones con ángulos mayores a 90º no es apropiado el uso de curvas circulares simples para ninguno de los vehículos de diseño, tal como se muestra en la tabla 6-9. Las curvas que mejor se adaptan a las trayectorias de los vehículos son las de tres centros, algunas veces las simétricas y otras las asimétricas, de acuerdo al vehículo de diseño y al ángulo de giro. También se pueden utilizar las curvas circulares con cuñas, las cuales no son tan eficientes en el uso del área de la intersección, pero puede ser un diseño preferido debido a la facilidad de su construcción.

Los diseños con giros mayores a 90º, generalmente resultan en intersecciones con áreas muy grandes, de las cuales algunas porciones no son utilizadas por los vehículos, y pueden crear confusión entre los conductores e inconvenientes a los peatones. Algunas veces esas condiciones se pueden aliviar considerablemente con el empleo de cur-

vas tricéntricas asimétricas o con el uso de curvas con radios mayores e islas triangulares en las esquinas (64).

Tabla 6-9. Diseños del borde de la calzada para giros en intersecciones

Ángulo de giro, Δ (°)	Vehículo de diseño	Curva simple	Curva simple con cuñas			Curva compuesta simétrica				Curva compuesta asimétrica				
		R (m)	R (m)	D (m)	Cuña H:V	R1 (m)	R2 (m)	R3 (m)	D (m)	R1 (m)	R2 (m)	R3 (m)	D1 (m)	D2 (m)
30	P	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SU	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-12	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-15	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-19	110	67	1,0	15:1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-20	116	67	1,0	15:1	140	53	140	1,2	91	53	168	0,6	1,4
	WB-30T	77	37	1,0	15:1	67	24	67	1,4	61	24	91	0,8	1,5
	WB-33D	145	77	1,1	20:1	168	76	168	1,5	76	61	198	0,5	2,1
45	P	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SU	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-12	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-15	53	36	0,6	15:1	60	30	60	1,0	-	-	-	-	-
	WB-19	70	43	1,2	15:1	140	72	140	0,6	36	43	150	1,0	2,6
	WB-20	76	43	1,3	15:1	140	53	140	1,2	76	38	183	0,3	1,8
	WB-30T	60	35	0,8	15:1	76	24	76	1,4	61	24	91	0,8	1,7
	WB-33D	-	60	1,3	20:1	168	61	168	1,5	61	52	198	0,5	2,1
60	P	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SU	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-12	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	WB-15	45	29	1,0	15:1	60	23	60	1,7	60	23	84	0,6	2,0
	WB-19	50	43	1,2	15:1	120	30	120	4,5	34	30	67	3,0	3,7
	WB-20	60	43	1,3	15:1	122	30	122	2,4	76	38	183	0,3	1,8
	WB-30T	46	29	0,8	15:1	76	24	76	1,4	61	24	91	0,6	1,7
	WB-33D	-	54	1,3	20:1	198	46	198	1,7	61	43	183	0,5	2,4

Ángulo de giro, Δ (°)	Vehículo de diseño	Curva simple	Curva simple con cuñas			Curva compuesta simétrica				Curva compuesta asimétrica				
		R (m)	R (m)	D (m)	Cuña H:V	R1 (m)	R2 (m)	R3 (m)	D (m)	R1 (m)	R2 (m)	R3 (m)	D1 (m)	D2 (m)
75	P	11	8	0,6	10:1	30	8	30	0,6	-	-	-	-	-
	SU	17	14	0,6	10:1	36	14	36	0,6	-	-	-	-	-
	WB-12	-	18	0,6	15:1	36	14	36	1,5	36	14	60	0,6	2,0
	WB-15	-	20	1,0	15:1	45	15	45	2,0	45	15	69	0,6	3,0
	WB-19	-	43	1,2	20:1	134	23	134	4,5	43	30	165	1,5	3,6
	WB-20	--	43	1,3	20:1	128	23	128	3,0	61	24	183	0,3	3,0
	WB-30T	-	26	1,0	15:1	76	24	76	1,4	30	24	91	0,5	1,5
	WB-33D	-	42	1,7	20:1	213	38	213	2,0		46	34	168	0,5
90	P	9	6	0,8	10:1	30	6	30	0,8	-	-	-	-	-
	SU	15	12	0,6	10:1	36	12	36	0,8	-	-	-	-	-
	WB-12	-	14	1,2	10:1	36	12	36	1,5	36	12	60	0,6	2,0
	WB-15	-	18	1,2	15:1	55	18	55	2,0	36	12	60	0,6	3,0
	WB-19	-	36	1,3	30:1	120	21	120	3,0	48	21	110	2,0	3,0
	WB-20	-	37	1,3	30:1	134	20	134	3,0	61	21	183	0,3	3,4
	WB-30T	-	25	0,8	15:1	76	21	76	1,4	61	21	91	0,3	1,5
	WB-33D	-	35	0,9	15:1	213	34	213	2,0	30	29	168	0,6	3,5
105	P	-	6	0,8	8:1	30	6	30	0,8	-	-	-	-	-
	SU	-	11	1,0	10:1	30	11	30	1,0	-	-	-	-	-
	WB-12	-	12	1,2	10:1	30	11	30	1,5	30	17	60	0,6	2,5
	WB-15	-	17	1,2	15:1	55	14	55	2,5	45	12	64	0,6	3,0
	WB-19	-	35	1,0	15:1	160	15	160	4,5	110	23	180	1,2	3,2
	WB-20	-	35	1,0	15:1	152	15	152	4,0	61	20	183	0,3	3,4
	WB-30T	-	22	1,0	15:1	76	18	76	1,5	30	18	91	0,5	1,8
	WB-33D	-	28	2,8	20:1	213	29	213	2,4	46	24	152	0,9	4,6
120	P	-	6	0,6	10:1	30	6	30	0,6	-	-	-	-	-
	SU	-	9	1,0	10:1	30	9	30	1,0	-	-	-	-	-
	WB-12	-	11	1,5	8:1	36	9	36	2,0	30	9	55	0,6	2,7
	WB-15	-	14	1,2	15:1	55	12	55	2,6	45	11	67	0,6	3,6
	WB-19	-	30	1,5	15:1	160	21	160	3,0	24	17	160	5,2	7,3
	WB-20	-	31	1,6	15:1	168	14	168	4,6	61	18	183	0,6	3,8
	WB-30T	-	20	1,1	15:1	76	18	76	1,5	30	18	91	0,5	1,8
	WB-33D	-	26	2,8	20:1	213	26	213	2,7	46	21	152	2,0	5,3

Ángulo de giro, Δ (°)	Vehículo de diseño	Curva simple	Curva simple con cuñas			Curva compuesta simétrica				Curva compuesta asimétrica				
		R (m)	R (m)	D (m)	Cuña H:V	R1 (m)	R2 (m)	R3 (m)	D (m)	R1 (m)	R2 (m)	R3 (m)	D1 (m)	D2 (m)
135	P	-	6	0,5	10:1	30	6	30	0,5	-	-	-	-	-
	SU	-	9	1,2	10:1	30	9	30	1,2	-	-	-	-	-
	WB-12	-	9	2,5	15:1	36	9	36	2,0	30	8	55	1,0	4,0
	WB-15	-	12	2,0	15:1	48	11	48	2,7	40	9	56	1,0	4,3
	WB-19	-	24	1,5	20:1	180	18	180	3,6	30	18	195	2,1	4,3
	WB-20	-	25	1,6	20:1	168	14	168	5,0	61	18	183	0,6	3,8
	WB-30T	-	19	1,7	15:1	76	18	76	1,7	30	18	91	0,8	2,0
	WB-33D	-	25	2,6	20:1	213	21	213	3,8	46	20	152	2,1	5,6
150	P	-	6	0,6	10:1	23	6	23	0,6	-	-	-	-	-
	SU	-	9	1,2	8:1	30	9	30	1,2	-	-	-	-	-
	WB-12	-	9	2,0	8:1	30	9	30	2,0	28	8	48	0,3	3,6
	WB-15	-	11	2,1	6:1	48	11	48	2,1	36	9	55	1,0	4,3
	WB-19	-	18	3,0	10:1	145	17	145	4,5	43	18	170	2,4	3,0
	WB-20	-	19	3,1	10:1	168	14	168	5,8	61	17	183	2,0	5,0
	WB-30T	-	19	2,2	10:1	76	18	76	2,1	30	18	91	1,5	2,4
	WB-33D	-	20	4,6	10:1	213	20	213	4,6	61	20	152	2,7	5,6
180	P	-	5	0,2	20:1	15	5	15	0,2	-	-	-	-	-
	SU	-	9	0,5	10:1	30	9	30	0,5	-	-	-	-	-
	WB-12	-	6	3,0	5:1	30	6	30	3,0	26	6	45	2,0	4,0
	WB-15	-	8	3,0	5:1	40	8	40	3,0	30	8	55	2,0	4,0
	WB-19	-	17	3,0	15:1	245	14	245	6,0	30	17	275	4,5	4,5
	WB-20	-	16	4,2	10:1	183	14	183	6,2	30	17	122	1,8	4,6
	WB-30T	-	17	3,1	10:1	76	17	76	2,9	30	17	91	2,6	3,2
	WB-33D	-	17	6,1	10:1	213	17	213	6,1	61	18	152	3,0	6,4

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policyon geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), tablas 9-19 y 9-20, pp. 588-595.

El empleo de diseños mayores que los mínimos indicados en la tabla 6-9 ofrece una serie de ventajas:

La velocidad con la que se realizan los giros es mayor, lo cual aminora los inconvenientes al tráfico que sigue detrás, sobre todo cuando no existen canales completos

o cuñas de giro a la derecha, y tiene un mayor valor en los movimientos desde las vías arteriales y algunas colectoras de mayor importancia.

El efecto de los giros a la derecha sobre la capacidad y niveles de servicio, en los accesos de intersecciones reguladas por semáforos, es menor cuando se tiene una curva amplia en la esquina.

En las intersecciones controladas por señal de pare, la presencia de una curva amplia en los accesos supeditados permite el acomodo de un vehículo al lado del canal directo y de giro a la izquierda, lo cual aumenta la capacidad del acceso.

Pero el empleo de estos diseños mayores también presenta varios inconvenientes:

Algunas veces resultan intersecciones con un área muy grande, lo cual puede confundir a los conductores. Además, con curvas muy amplias se le pueden causar problemas a los peatones y se requiere un mayor derecho de vía.

Debido a la consideración de estos factores, en muchas ocasiones se prefiere el empleo de los diseños mínimos, inclusive en áreas rurales.

Cuando se quiere mantener las ventajas que ofrecen los diseños mayores que el mínimo, las mismas hay que compararlas con los posibles inconvenientes, y llegar a compromisos para decidir cuál es el diseño más apropiado.

Un aspecto muy importante a considerar en el diseño de las curvas para los giros a la derecha, lo constituye la presencia de peatones.

Las curvas amplias permiten mayores velocidades vehiculares, lo cual puede crear una situación indeseable puesto que normalmente, en las intersecciones reguladas por semáforos, los peatones cruzan la calle transversal al mismo tiempo que los vehículos giran a la derecha hacia dicha calle.

Los radios muy grandes pueden dificultar que los peatones en las aceras queden dentro del cono de visión de los conductores en las esquinas, lo cual es muy importante en vías con señal de pare (65).

También se incrementa la distancia de cruce peatonal, lo cual implica que los peatones estarán más tiempo expuestos al tráfico vehicular. El aumento de este tiempo también influye en el diseño y asignación de los tiempos de los semáforos.

Los radios muy grandes pueden causar problemas con la localización de las señales de pare, semáforos, pulsadores para peatones, así como la ubicación de los pasos peatonales.

Los radios pequeños proporcionan a todos los usuarios no motorizados, particularmente a los discapacitados visuales, una mejor direccionalidad a través de la intersección. Además, con su uso, se incrementa el espacio en las esquinas disponibles para la espera de los peatones (66).

Las consideraciones sobre los peatones y los requerimientos del derecho de vía, así como las menores velocidades, explican por qué en la mayoría de las ciudades se han utilizado radios en los brocales en las esquinas menores que los que se utilizan en áreas

rurales. En general, en las áreas urbanas los radios varían entre 1,5 y 9,0 m, con una alta proporción entre 3 y 4,5 metros (67).

En las vías urbanas es común la presencia de brocales en los bordes y, para diseño de las curvas en los giros a la derecha, los radios se refieren a los de estos brocales en la esquina.

En las intersecciones en áreas urbanas también hay que tomar en cuenta la clasificación funcional de las vías, y la velocidad en las mismas, considerando el efecto que los radios en las esquinas puedan tener sobre las velocidades de los vehículos que giran.

En definitiva, el ingeniero debe tomar en cuenta todos los factores involucrados en las intersecciones en áreas urbanas: volúmenes y tipos de los vehículos que giran, número de peatones, derecho de vía disponible, clasificación de las vías, ancho y número de canales, presencia o no de canales de estacionamiento, velocidades en las vías que se intersecan y el monto de su reducción en el giro, para decidir cuáles son las curvas más convenientes para el diseño.

De todas maneras, de acuerdo con algunas guías de la AASHTO y de la experiencia existente en muchas áreas urbanas, se pueden sugerir algunos radios de curvas que los ingenieros pueden tomar en cuenta, las cuales se indican a continuación:

En las intersecciones de vías arteriales con colectoras y locales, donde la casi totalidad de los vehículos que giran son automóviles, y muy escasamente pueda girar un camión, se consideran apropiados los radios de 4,5 a 7,5 m, pero siempre que se pueda se deben emplear los de 7,5 metros. Los camiones SU al girar invaden sustancialmente los canales adyacentes.

En las intersecciones de vías arteriales con colectoras y locales, con canales de estacionamiento, donde la mayoría de los vehículos que giran son automóviles, pero donde se prevé el giro ocasional de camiones, también se consideran apropiados los radios de 4,5 m a 7,5 m, y siempre que se pueda se deben emplear los de 7,5 metros. Los camiones SU al girar invaden muy poco los canales adyacentes.

En las intersecciones de vías arteriales con colectoras y locales, sin canales de estacionamiento, los radios iguales o mayores a 9 metros son apropiados para el vehículo de diseño P, y permiten el giro ocasional de camiones SU sin demasiada invasión en los canales adyacentes.

En las intersecciones de vías arteriales con colectoras, locales y conexiones de acceso, sin canales de estacionamiento, los radios iguales o mayores de 12 metros son apropiados para el vehículo de diseño P, y permiten el giro ocasional de camiones SU con muy poca invasión en los canales adyacentes. Cuando los camiones simples SU, o los compuestos, giran frecuentemente, es preferible utilizar las curvas circulares con cuñas o las curvas tricéntricas indicadas en la tabla 6-9, tomando como vehículo de diseño el SU o uno de los camiones compuestos.

Cuando se considere que las reducciones de velocidad en la vía arterial van a causar problemas de incomodidad y seguridad en el tráfico que sigue, o por consideraciones de la capacidad de los accesos, es recomendable emplear radios mayores a 12 metros.

En estos casos, sin embargo, se debe considerar la posibilidad de aumentar estos radios y utilizar islas canalizadoras triangulares.

Las intersecciones de dos vías arteriales, cuando la reducción de la velocidad en las esquinas crea problemas de incomodidad y seguridad, o por consideraciones de la capacidad de los accesos, o porque los diseños para el vehículo seleccionado resultan en áreas muy grandes, normalmente se diseñan con islas canalizadoras triangulares. Pero si no existe el espacio suficiente, o las reducciones de velocidad no representan un problema de importancia y no existen mayores restricciones a la capacidad, se puede tener en cuenta que los radios de 7,5 a 9 m son apropiados para el vehículo P, y el vehículo SU puede girar pero con invasión en los canales adyacentes pero, si la vía transversal es de cuatro canales de 3,60 m, este vehículo puede girar dentro de los dos canales, pero no así el WB-15, el cual requeriría radios de por lo menos 12 metros.

En las intersecciones de vías colectoras con locales y conexiones de acceso, sin canales de estacionamiento, los radios entre 4,5 y 6,0 m son apropiados para el vehículo de diseño P.

En las intersecciones de vías locales con conexiones de acceso, otras locales y colectoras, sin canales de estacionamiento, los radios entre 4,5 m y 6,0 m son apropiados para el vehículo de diseño P.

Los diseños para el camión SU también acomodan a los autobuses de transporte urbano, identificados como CITY – BUS.

Para el establecimiento de las sugerencias anteriores, se considera que el vehículo de diseño comienza y termina el giro dentro de canales de 3,60 m y sin invadir los adyacentes. Cuando los canales son de 3,0 o 3,30 m puede ocurrir alguna invasión, sobre todo para los radios más pequeños.

Las condiciones presentes en las intersecciones urbanas pueden contribuir a que se modifiquen algunas de las sugerencias indicadas arriba. Un aspecto muy importante se refiere a la existencia de canales de estacionamiento. En estos casos, si se restringe el mismo por una distancia de 4,5 m antes de la curva en el acceso y 12 m después de la curva a la salida, queda un espacio en la esquina que es aprovechado por los vehículos para mejorar su maniobra, lo cual equivale a un incremento real del radio utilizable de la curva.

Otro aspecto importante es la consideración del número y ancho de los canales en el acceso de salida ya que, si existe suficiente espacio, los vehículos pueden girar en curvas con radios pequeños pero con un amplio desplazamiento, sin perjudicar al resto del tráfico.

De esta manera, cuando el acceso de salida es amplio y/o existen canales de estacionamiento, se pueden emplear radios menores a los indicados arriba, tal como lo podemos observar en muchas intersecciones, donde los radios están en el orden de 3 metros o un poco mayor, sin mayores inconvenientes.

Estas condiciones también pueden sugerir, por ejemplo, que en la intersección de una vía arterial con una colectora o una local, los radios para el giro desde estas últimas sea menor que el utilizado para el diseño del giro desde la arterial. Lo mismo se puede

decir en las intersecciones de una colectora con una local, donde las curvas en las esquinas pueden ser diferentes para los movimientos desde y hacia la colectora.

De todas maneras, cuando no se puede tolerar ningún tipo de invasión en los canales adyacentes, las curvas deben corresponderse con las establecidas en la tabla 6-9, según el vehículo de diseño seleccionado.

Un caso muy particular se refiere a las calles del casco central de las ciudades, las cuales típicamente son no divididas, operan en un solo sentido, y muchas tienen canales de estacionamiento, y existe bastante actividad peatonal. En estos casos, cuando hay poco tráfico de camiones, generalmente resultan adecuados los radios de 3 metros.

Las urbanizaciones y otras áreas residenciales, con bajos volúmenes de tráfico, constituido fundamentalmente por automóviles, y donde es conveniente incentivar las bajas velocidades, se pueden utilizar radios en las esquinas de 1,5 metros.

El uso de radios pequeños, cuando resulten apropiados, propicia un ambiente más amigable, favoreciendo fundamentalmente a los peatones y ciclistas.

Cuando los radios en la esquina son menores que los requeridos para que un vehículo determinado pueda girar dentro de los canales de acceso y salida, sin invadir los adyacentes, es importante conocer su posicionamiento a la entrada y a la salida. Por ejemplo, en las áreas urbanas cuando se utilicen radios más pequeños queremos saber su influencia en la trayectoria de los vehículos.

Así mismo, cuando la curva en la esquina es apropiada para el vehículo de diseño, interesa conocer el comportamiento de los vehículos más grandes que conforman las corrientes de tráfico y que esporádicamente ejecutarán movimientos de giro.

Ante la presencia de un radio pequeño, los conductores pueden realizar una de las siguientes maniobras:

Maniobra A: El vehículo inicia el giro desde su propio canal, ocupando una distancia transversal d1 = 3,60 m; y a la salida se desplaza lateralmente una distancia d2 = variable, invadiendo los canales adyacentes.

Maniobra B: El vehículo inicia el giro desplazándose lateralmente una distancia d1, invadiendo los canales adyacentes. A la salida se desplaza una distancia lateral d2, invadiendo los canales adyacentes. Se considera, para el análisis que d1 = d2 = variable.

La tabla 6-10 permite conocer los anchos d2 ocupados por los vehículos que giran en una intersección, según lo indicado por la AASHTO 2001. Como se indicó anteriormente, los radios considerados son los del brocal.

Supongamos, por ejemplo, que el ángulo de la intersección es de 90º, que los canales de las vías que se intersecan son de 3,60 m, que la calle transversal es de dos canales (uno en cada sentido), y que no hay canales de estacionamiento, y el radio del brocal es de 7,5 m:

Si un camión SU comienza el giro dentro de su canal, entramos en la tabla 6-10 y vemos que el desplazamiento lateral a la salida es de 5,8 m (caso A). Esto quiere decir que invadirá el canal adyacente, que en este caso es el que utiliza el tráfico en sentido contrario.

Si la vía transversal es de cuatro canales (dos en cada sentido), esta invasión no ocasiona problemas al tráfico opuesto.

Si la vía transversal es de dos canales (uno en cada sentido), pero existen canales de estacionamiento de 3,0 m en las dos vías, y se restringe el estacionamiento 4,5 m antes de la curva a la entrada, y 12 m después de la curva a la salida, podemos suponer que el vehículo se desplaza lateralmente tanto a la entrada como a la salida, y entramos a la tabla 6-10 con el caso B, encontrando que el desplazamiento es de 4,9 metros. Vemos que el ancho del canal de tráfico más el de estacionamiento es 3,60 + 3,00 = 6,60 m, lo cual significa que el vehículo a la salida no invadirá el canal de sentido contrario.

Tabla 6-10. Ancho de la calle transversal ocupado por los vehículos que giran para diversos ángulos de giro y radios de brocal

Ángulo de la intersección, Δ (°)	Vehículo de diseño	D2 (m) para los casos a y b									
		R=4,5 m		R = 6 m		R = 7,5 m		R = 9 m		R = 12 m	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
30	SU	4,3	4,0	4,3	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
	BUS	6,7	5,2	5,8	5,2	5,8	5,2	5,8	5,2	5,5	5,2
	WB-12	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3
	WB-15	6,1	5,2	6,1	5,2	6,1	5,2	5,8	4,9	5,5	4,9
	WB-19	-	-	-	-	-	-	-	-	8,2	5,2
	WB-20	-	-	-	-	-	-	-	-	8,5	5,5
60	SU	5,8	4,9	5,8	4,9	5,2	4,6	4,9	4,6	4,3	4,3
	BUS	8,5	6,4	7,9	6,1	7,3	6,1	7,0	5,8	6,7	5,5
	WB-12	7,3	5,8	6,7	5,8	6,4	5,8	5,8	5,5	5,2	4,9
	WB-15	9,4	6,7	8,2	6,4	8,5	6,1	7,6	5,8	6,7	5,5
	WB-19	-	-	-	-	-	-	-	-	9,1	6,7
	WB-20	-	-	-	-	-	-	-	-	11,3	7,3
90	SU	7,9	6,1	7,0	5,5	5,8	4,9	5,2	4,6	4,0	4,0
	BUS	11,6	7,0	10,0	6,7	9,1	6,7	7,6	6,4	6,7	5,5
	WB-12	9,4	6,7	8,2	6,4	7,0	6,4	5,8	5,5	5,2	4,9
	WB-15	12,8	6,7	11,3	7,3	9,8	6,7	8,8	6,4	6,7	5,5
	WB-19	-	-	-	-	-	-	-	-	11,9	7,0
	WB-20	-	-	-	-	-	-	-	-	11,9	7,6

Ángulo de la intersección, Δ (°)	Vehículo de diseño	D2 (m) para los casos a y b									
		R=4,5 m		R = 6 m		R = 7,5 m		R = 9 m		R = 12 m	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
120	SU	10,4	6,7	8,2	5,8	6,4	5,5	5,2	4,9	4,0	4,0
	BUS	14,0	8,5	12,2	7,6	9,8	7,0	7,9	5,8	5,8	5,5
	WB-12	11,3	7,0	8,8	6,7	7,3	6,7	5,8	5,5	5,2	4,9
	WB-15	15,2	8,8	13,1	8,5	11,0	8,2	9,1	7,9	6,7	5,5
	WB-19	-	-	-	-	-	-	-	-	7,9	6,7
	WB-20	-	-	-	-	-	-	-	-	9,1	7,0
150	SU	12,2	7,6	9,8	6,4	6,7	5,8	5,2	4,9	3,6	3,6
	BUS	14,6	8,5	12,2	7,6	9,8	7,0	6,7	5,5	5,2	4,9
	WB-12	11,9	7,3	8,8	6,7	7,0	6,7	5,8	5,5	5,2	4,9
	WB-15	16,2	9,4	14,0	8,5	11,0	8,2	8,5	7,9	6,7	5,5
	WB-19	-	-	-	-	-	-	-	-	6,1	5,5
	WB-20	-	-	-	-	-	-	-	-	8,2	5,5

Nota: El vehículo de diseño P gira dentro de anchos de 3,60 m cuando el radio del brocal es de 4,5 m o mayor, sin canal de estacionamiento en ninguna de las dos vías.
CASO A: d1 = 3,60 m; d2 = variable
CASO B: d1 = d2 = variable

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tabla 9-31, pp. 619-620.

En el diseño de las intersecciones, al ingeniero se le pueden presentar diferentes situaciones con respecto a los ángulos de giro o los tipos de vehículos de diseño, que se pueden salir de los casos más convencionales, los cuales pueden requerir un análisis cuidadoso de cada caso particular.

En el mercado existen programas de computación que permiten definir y conocer las trayectorias de los diversos vehículos de diseño y para cualquier ángulo de giro, por medio de los cuales se pueden superponer estas trayectorias en la planta de la intersección dibujada en CAD.

Los diseños mínimos utilizados para los giros a la derecha, se pueden aplicar en los giros a la izquierda cuando la velocidades son bajas, en el orden de 15 km/h o menores, pero en aquellas situaciones donde se prevea que las velocidades de giro serán mayores, se deben introducir radios mayores.

Cuando el ancho de la vía transversal en una intersección es equivalente a cuatro canales o más, generalmente no hay problemas de invasión por los vehículos que giran a la izquierda (68).

Las conexiones de acceso, según las recomendaciones de la AASHTO, deben tratarse como cualquier otra intersección, sin embargo, tomando en cuenta que en estos puntos existen algunas condiciones especiales, tales como las características y comportamiento de los conductores, muchos de los cuales no son cotidianos y pueden manejar con impericia, algunas veces se hacen recomendaciones especiales.

Así, según lo establecido en la tabla 6-10, cuando el giro se hace desde y hacia canales de 3,60 m, un radio de 4,50 m en la esquina se acopla a la trayectoria de un automóvil, pero en muchas referencias se recomienda que para radios entre 4,50 m y 7,50 m, se utilicen anchos del canal de ingreso a la conexión de acceso entre 4,00 y 4,70 metros.

En muchas ocasiones, fundamentalmente por razones de espacio, en las conexiones de acceso se emplean radios menores a 4,50 m, para lo cual se recomiendan anchos mayores. La tabla 6-11 muestra algunos anchos recomendados para el canal de ingreso en la conexión de acceso, apropiados para el vehículo de diseño P:

Cuando existen canales de giro a la derecha, estudiados en la sección 6.5.2, las curvas en las esquinas se diseñan con los mismos criterios expuestos en la presente sección.

Tabla 6-11. Anchos mínimos sugeridos para el canal de ingreso en una conexión de acceso, para vehículos de diseño P

Radio de la esquina (m)	Ancho del canal de ingreso (m)
0	5,80
1,50	5,40
3,00	4,90
4,50	4,70
6,00	4,30
7,50	4,00
>7,50	3,60 – 4,00

Fuente: La mayoría de los valores indicados se tomaron de Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, second edition, (Institute of Transportation Engineers, Washington, D. C., 2002), tabla 7-4, pp. 7-22.

6.5.4 Enlaces de giro a la derecha con islas triangulares

En la sección anterior se mencionaron algunos casos que recomiendan considerar la posibilidad de utilizar enlaces de giro con islas triangulares.

Una de estas situaciones se presenta en los diseños con giros mayores de 90º, en donde resultan áreas muy grandes, que pueden crear confusión entre los conductores e inconvenientes a los peatones.

En los diseños para los camiones compuestos, particularmente cuando se usan en dos o más cuadrantes de una intersección, normalmente también resultan áreas muy grandes. Lo mismo ocurre cuando el diseño permite que los automóviles giren a velocidades superiores a 15 km/h.

En estas situaciones, para aminorar algunas de las condiciones indeseables, la introducción de una isla canalizadora triangular origina un enlace de giro separado para los movimientos hacia la derecha.

Igualmente, en las intersecciones de una arterial con otra arterial, o con otros tipos de vía, cuando se considere que el uso de los diseños mínimos en las esquinas puede ocasionar reducciones de velocidad que causarán problemas de incomodidad y seguridad en el tráfico que sigue, o por consideraciones de la capacidad de los accesos, o cuando los diseños para el vehículo de diseño resultan con grandes áreas, se debe estudiar la posibilidad de utilizar radios mayores con islas canalizadoras triangulares.

La figura 6-25 muestra en forma esquemática los elementos que definen un enlace de giro a la derecha con isla triangular.

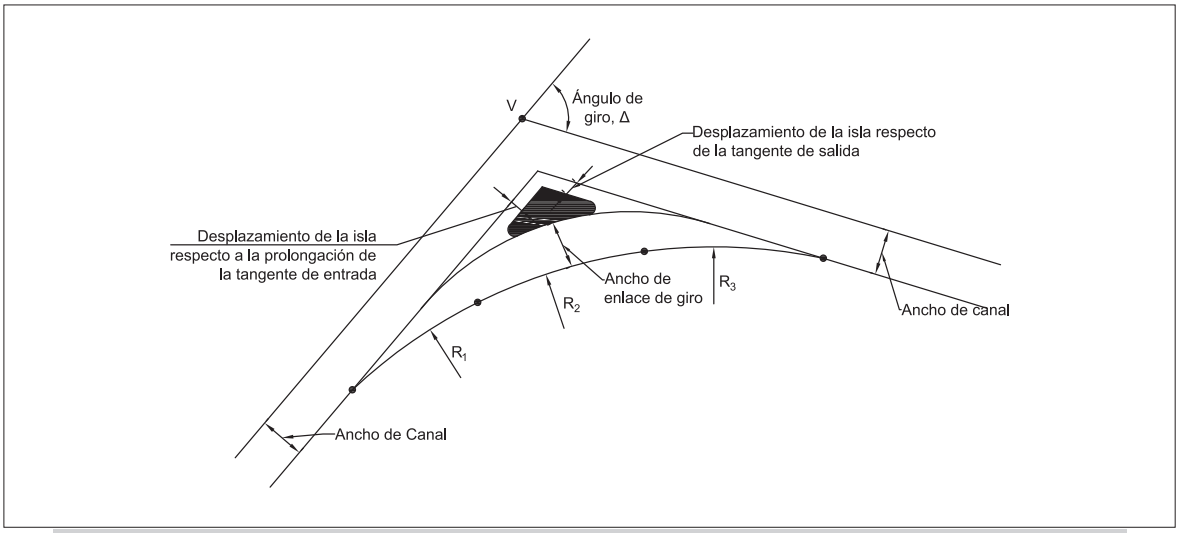


Figura 6-25 Elementos que definen un enlace de giro a la derecha con isla triangular

Los elementos que definen un enlace de giro a la derecha son el ancho del mismo y la curva del borde interior de la calzada.

En las áreas urbanas con brocales, la curva es la del brocal derecho, y el ancho se mide entre éste y el brocal de la isla triangular.

Normalmente, el rayado del borde exterior del enlace coincide con el brocal de la isla (o se separa una pequeña cantidad, alrededor de 0,30 m), mientras que esta isla se desplaza una pequeña distancia respecto a las prolongaciones de las tangentes en los canales a la entrada y salida de la curva. Estos desplazamientos son alrededor de 0,60 m en áreas urbanas, mientras que en vías de alta velocidad es deseable utilizar valores

mayores o, cuando exista hombrillo, debe ser el ancho del mismo. La AASHTO recomienda que en vías rurales se considere el uso de islas pintadas, y que cuando se usen brocales sean del tipo montable (69).

La isla triangular, además de delinear las trayectorias del tráfico que gira y el que sigue directo, también se la utiliza para la colocación de señales verticales y semáforos y sirve como refugio de los peatones.

Generalmente, los enlaces de giro no deben ser menores de 4,20 m, pero cuando se diseñan para un camión compuesto resulta un ancho mucho mayor. En estos casos, para no incentivar que los automóviles lo usen como si fueran dos canales, el rayado del borde exterior del enlace se separa de la isla, de tal manera que resulte un ancho menor (70).

Para definir los anchos de los enlaces y las curvas del borde interior, la AASHTO considera que, para el vehículo de diseño, la trayectoria de la rueda interior derecha y el saliente exterior izquierdo queden con una separación de los bordes de unos 0,60 m en cada lado (71).

Por otra parte, la AASHTO establece unos tamaños mínimos para las áreas de las islas (72), los cuales se analizan en la siguiente sección.

De tal manera que, algunas veces, los diseños mínimos dependen de las trayectorias de los vehículos de diseño, mientras que otras son el resultado de mantener un área mínima para la isla.

Según se ilustra en la figura 6-25, la curva recomendada para el borde interior de la calzada, en los enlaces de giro a la derecha, es una tricéntrica simétrica, donde R1 = R3, y donde el círculo central de radio R2 tiene un desplazamiento, D, respecto de las tangentes de entrada y salida (ver figura 6-24 c).

La tabla 6-12 muestra, para cada ángulo de giro, Δ (o), y para clase de diseño, los radios de la curva tricéntrica y el ancho del enlace, correspondientes a los diseños típicos recomendados por la AASHTO.

En esta tabla, las clases de diseño se describen de la siguiente manera:

Clase A: Se utiliza cuando el tráfico está conformado principalmente por vehículos tipo P, pero permite que ocasionalmente pueda girar un vehículo SU con separaciones laterales restringidas.

Clase B: Se adapta adecuadamente al vehículo SU, y permite que ocasionalmente pueda girar un WB-15 con una ligera invasión en los canales adyacentes.

Clase C: Es adecuado para el WB-15.

Las curvas recomendadas en la tabla 6-12 son tricéntricas simétricas, pero igualmente se pueden utilizar las tricéntricas asimétricas o curvas circulares con cuñas, sin que se altere significativamente el ancho del enlace o el tamaño de la isla.

Cuando el ángulo de la intersección es de 90º, la AASHTO indica que, para la clase de diseño A, la curva tricéntrica recomendada es equivalente a una circular simple de 18 metros.

Así mismo, para 90º, para la clase de diseño B, la curva tricéntrica recomendada es equivalente a una curva circular simple de 21 m, y para la clase C una de 30 m, pero en estos casos el vehículo de diseño puede invadir los hombrillos o la isla.

Tabla 6-12 Diseños típicos de los enlaces de giro a la derecha

Ángulo de giro, Δ (°)	Clase de diseño	Curva compuesta tricéntrica				Ancho del enlace (m)	Área aproximada de la isla (m²)
		R1(m)	R2(m)	R3(m)	D(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	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

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tabla 9-42, p. 642.

La AASHTO recomienda el uso de islas pintadas cuando su tamaño es menor de 7 m².

La velocidad del vehículo de diseño, cuando se emplean las curvas y anchos indicados en la tabla 9-10, está en el orden de 25 km/h, y los vehículos más pequeños pueden adoptar velocidades más grandes, lo cual constituye un inconveniente para el cruce seguro de los peatones.

En la tabla 6-12 no se muestran diseños para ángulos menores de 75º, pues en estos casos se utilizan radios relativamente grandes, los cuales se seleccionan para ajustarse a las condiciones existentes del tráfico y del sitio en particular, y los mismos se salen de la categoría de mínimos.

Una vez que se dibujan las islas, enlaces y curvas, es recomendable examinar el comportamiento de vehículos más grandes que puedan esporádicamente usar la intersección, para lo cual son de mucha utilidad los programas en CAD existentes en el mercado, por medio de los cuales podemos superponer sobre el dibujo las trayectorias de estos vehículos, lo cual puede conducirnos a realizar algunas modificaciones en las islas y enlaces. Estas modificaciones normalmente son pequeñas pero, en algunas ocasiones, pueden conducir incluso a la eliminación de alguna isla con brocales, para permitir el paso de los vehículos grandes.

Cuando existen canales de giro a la derecha, estudiados en la sección 6.5.2, las islas triangulares y los enlaces de giro se diseñan con los mismos criterios expuestos en la presente sección.

La introducción de las islas triangulares y la conformación de los enlaces de giro, ordenan mejor el tráfico y favorecen en muchos aspectos a los peatones, pues las mismas ofrecen un refugio a los mismos y permiten efectuar los cruces de las calles en varias etapas, sin embargo, los inconvenientes a los peatones no son eliminados completamente, y más bien se crean otros, como se indica a continuación:

Los enlaces de giro a la derecha permiten a los vehículos circular a mayores velocidades que las que se corresponden con las curvas mínimas en las esquinas. Por otra parte, existe una interacción entre vehículos y peatones, los cuales cruzan el enlace de giro en forma perpendicular utilizando los pasos designados para ello, pero esto ocurre simultáneamente con la corriente del tráfico que gira, y en muchas ocasiones ni los conductores ni los peatones entienden las prioridades de paso, creándose situaciones incómodas y que pueden poner en peligro a estos últimos.

En las intersecciones reguladas por semáforo, la mejor manera de afrontar este problema, fundamentalmente cuando la actividad peatonal es alta, consiste en colocar un paso peatonal, con una línea de parada para que los vehículos se detengan durante un intervalo rojo, y los peatones puedan efectuar el cruce, como se ilustra en la figura 6-26. Los vehículos dispondrán de uno o más intervalos verdes para completar el movimiento de giro.

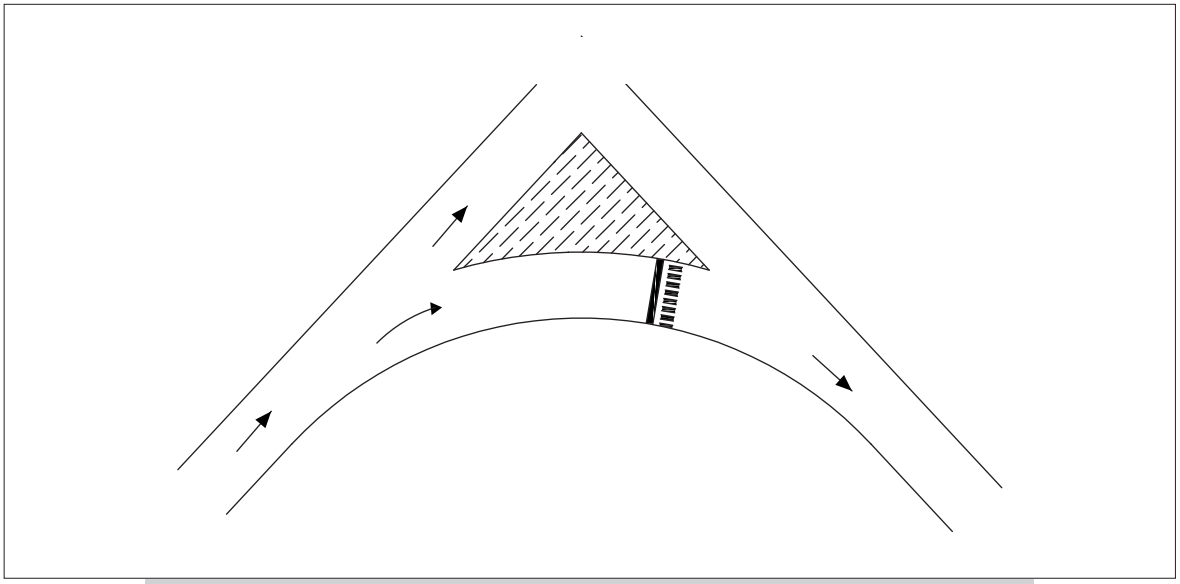


Figura 6-26 Enlace de giro con paso peatonal regulado por semáforo

En muchas ocasiones se aplica otra solución, la cual consiste en colocar un paso peatonal, sin línea de parada, y al final del enlace existe una señal de ceda el paso, para controlar el ingreso del tráfico que gira a la corriente principal en la calle transversal, según se ilustra en la figura 6-27. Esta solución le da una mayor fluidez al tráfico vehicular y proporciona una mayor capacidad al enlace de giro, pero no resuelve el conflicto con los peatones.

En principio, se puede suponer que los conductores ceden el paso cuando hay un peatón cruzando o intentando cruzar sobre el paso peatonal, pero muchos conductores no actúan de esta manera y, por otra parte, los peatones no siempre se organizan y aprovechan eficientemente las brechas de los vehículos para pasar.

Esta situación de conflicto vehículo-peatón, no ha sido resuelta satisfactoriamente, por lo que su aplicación en áreas urbanas, con alta presencia de peatones, causa muchos inconvenientes, pero puede funcionar satisfactoriamente en áreas suburbanas y rurales, con escaso flujo peatonal.

Como una manera de aprovechar las ventajas de esta solución, y de aminorar los posibles conflictos con los peatones, el MUTCD 2003 indica una demarcación para advertir a los conductores que deben ceder el paso a los peatones, la cual consiste en una fila de triángulos isósceles apuntando hacia los vehículos que se acercan, que indica el sitio detrás del cual los vehículos deben ceder el paso a los peatones (ver figura 6-27). Los triángulos tienen una base entre 30 y 60 cm, y una altura igual a 1,5 veces la base. El espacio entre triángulos varía entre 7,5 y 30 cm (73).

Como complemento, el MUTCD tiene una señal vertical, también de ceda el paso, para indicar a los conductores de la existencia de un cruce peatonal no regulado por semáforo (74).

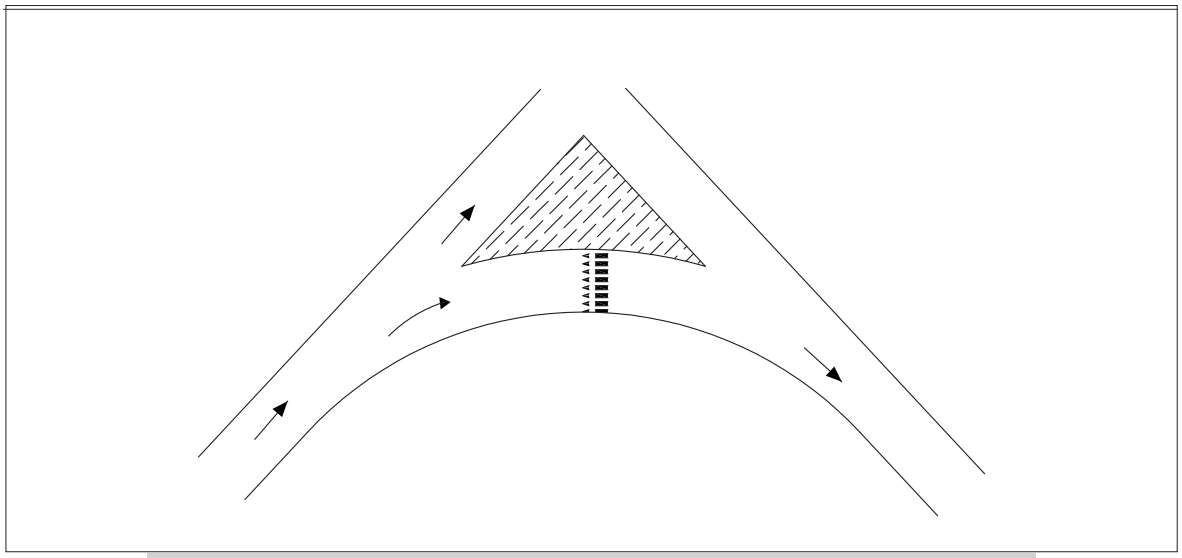


Figura 6-27 Enlace de giro con paso peatonal no regulado por semáforo

Otro diseño, parecido al anterior, agrega a la salida un canal de aceleración, el cual permite a los vehículos que giran incorporarse a la corriente principal con mayor facilidad (ver figura 6-28). Esta solución, con señal de ceda el paso al final del enlace, proporciona mayor capacidad que la anterior, pero mantiene los mismos inconvenientes en su relación con los peatones. La longitud y demás elementos del canal de aceleración se estudiarán en la siguiente sección.

Finalmente, el enlace de giro puede incorporarse a la calle transversal mediante un canal continuo. En este caso se utiliza una señal vertical de giro libre. Esta solución ofrece más ventajas a los vehículos y proporciona mayor capacidad que las anteriores, pero no es apropiado cuando existe presencia de peatones.

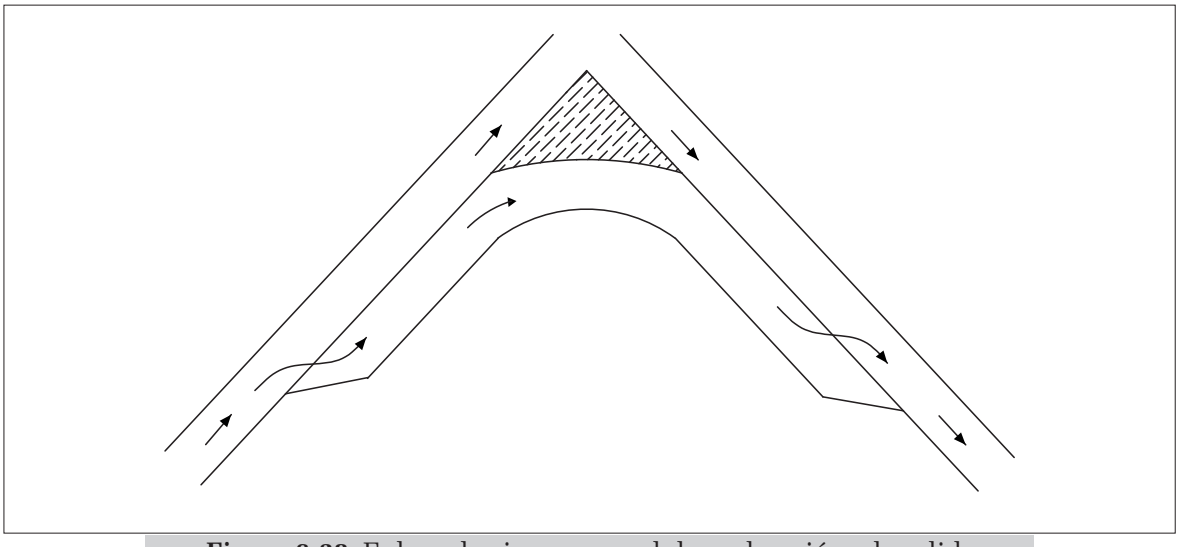


Figura 6-28 Enlace de giro con canal de aceleración a la salida

En las intersecciones no semaforizadas, el enlace de giro puede estar controlado, bien sea por una señal de ceda el paso o una de pare. En el capítulo 4, secciones 4.3 y 4.5, se analizan las condiciones para decidir por uno de estos dos tipos de control.

En cuanto a la interacción con los peatones, en estas intersecciones también existen dos condiciones: cuando existe control de pare, el paso peatonal va precedido de una línea de parada. Cuando el control es mediante una señal de ceda el paso, el paso peatonal no está precedido por línea de parada pero, si aplicamos las recomendaciones del MUTCD, se puede incorporar una línea de triángulos como la indicada en la figura 6-27, complementada con una señal vertical, para advertir a los conductores sobre la presencia del paso para peatones y de su obligación de ceder el paso a los mismos.

En la sección anterior se indicaron las ventajas que ofrecen a los peatones los diseños con radios pequeños en las esquinas, y los inconvenientes de tener grandes áreas en la intersección.

Así mismo, de acuerdo a los criterios de diseño de las islas triangulares y los enlaces de giro a la derecha, siguiendo fundamentalmente las recomendaciones de la AASHTO, hemos visto la dificultad que se presenta para la interacción con los peatones, y la ventaja que se le da al trafico vehicular, en detrimento de los peatones.

Para aminorar los inconvenientes de los enlaces de giro y favorecer a los peatones, un elemento a considerar son los radios de curvatura. Pero si usamos radios menores a los recomendados en los diseños de la AASHTO, el tráfico vehicular tendrá muchas restricciones.

Otro factor importante es la localización de los pasos peatonales y la visibilidad que sobre los mismos tienen los conductores cuando realizan el movimiento de giro. En la mayoría de las intersecciones existentes, cuando se trata de un paso regulado por semáforo en intersecciones semaforizadas, o con control de pare en intersecciones no semaforizadas, el paso peatonal se ubica bastante cercano a la línea de intersección del enlace con la vía transversal, tal como se muestra en la figura 6-26.

Esta ubicación tiene el inconveniente de que los conductores, cuando realizan el giro, no se percatan con suficiente antelación del paso peatonal, por lo que sería conveniente colocarlo más atrás. Sin embargo, una línea de parada muy alejada del borde de la calle transversal puede implicar ineficiencias en la operación del semáforo. Así mismo, ubicar la línea de parada cerca del borde de la vía transversal favorece a los conductores, los cuales pueden tener una visión completa de todos los accesos de la intersección.

Como soporte a las ventajas de esta ubicación, para los vehículos, el MUTCD, en su sección 3B.16, indica que la línea de parada debe colocarse como mínimo 1,2 m antes del paso peatonal, y también señala que, cuando no existe paso peatonal, esta línea no debe estar a menos de 1,20 m ni a más de 9 m, desde el borde de la calzada de la vía transversal (75).

Cuando el paso peatonal no está regulado por el semáforo, en una intersección semaforizada, o si se trata de una intersección no semaforizada regulada por una señal de ceda el paso, entonces el paso peatonal sí se puede colocar más atrás, tal como se indica en la figura 6-27, con menores restricciones para ser visto con mayor antelación por parte de los conductores.

Para favorecer a los peatones, sin restringir demasiado el tráfico vehicular, la Federal Highway Administration (76) recomienda que se contemple una entrada con suave curvatura y orientada de tal manera que los conductores tengan una visión bastante amplia del enlace, con suficiente antelación, y que a la salida se diseñe una curva que no incentive los giros a alta velocidad.

Tomando en cuenta estas recomendaciones, y sugerencias de otras fuentes (77) se han propuesto algunos diseños, como los mostrados en la figura 6-29. Cuando los camiones no constituyen un problema, se puede utilizar el radio de 7,5 m en la esquina. Cuando el tráfico de camiones es importante, se recomienda un radio de 12 m.

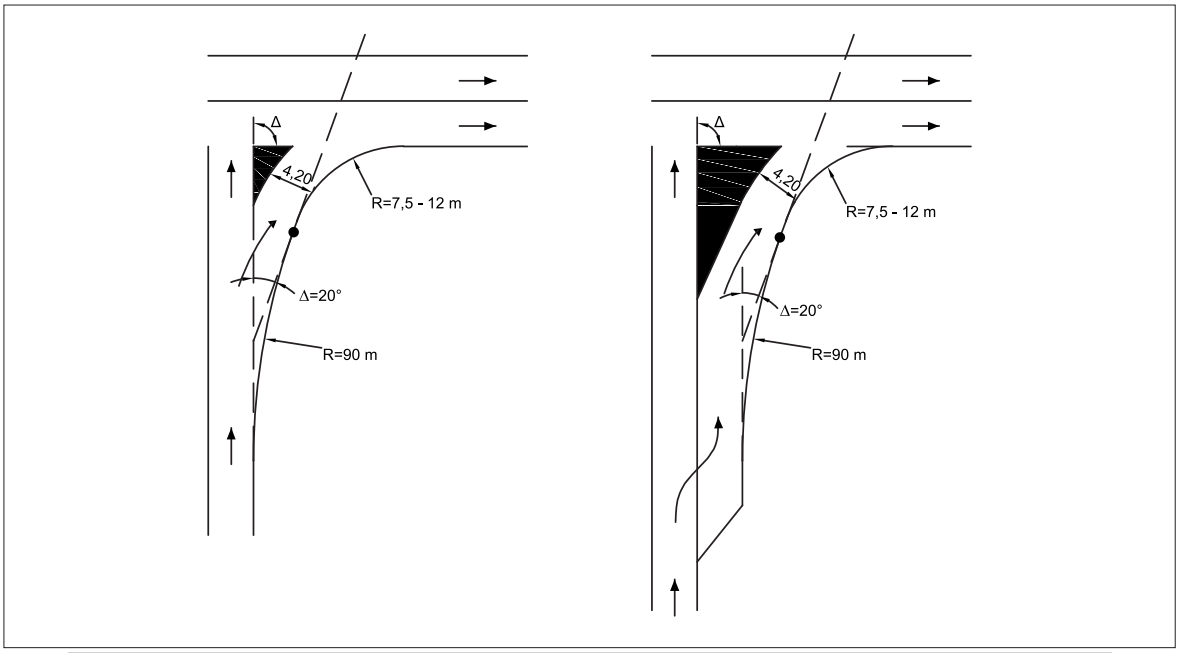


Figura 6-29 Diseño de un enlace de giro a la derecha para favorecer a los peatones
Fuente: El autor, inspirado en la referencia 76

6.5.4.1 Tamaño y delimitación de las islas triangulares

Según lo indica la AASHTO, las islas se pueden delimitar utilizando varios tratamientos (78):

1. Islas con brocales
2. Islas delimitadas por demarcaciones en el pavimento o por medio de demarcadores reflectantes colocados sobre el pavimento.

3. Islas formadas por bordes del pavimento y posiblemente complementadas con delneadores o con tratamiento de césped adyacente al borde pavimentado.

El tratamiento con brocales es el más universal y proporciona la mayor guía positiva. En las áreas rurales, donde los brocales no son comunes, este tratamiento a menudo se limita a islas de tamaño pequeño a intermedio. En cambio, en las áreas urbanas, el uso de brocales es muy común.

El segundo tratamiento se usa algunas veces en áreas urbanas, cuando las velocidades son bajas y el espacio es limitado. En áreas rurales se puede usar para disminuir problemas de mantenimiento en accesos de alta velocidad. También se utiliza en áreas rurales, en carreteras con bajos volúmenes de tránsito por razones económicas y donde la isla no es suficientemente grande para ser delineada con el tercer tratamiento.

El tercer tratamiento se utiliza en las islas grandes, y se emplea fundamentalmente en intersecciones rurales donde existe suficiente espacio para el uso de curvas de grandes radios.

La AASHTO establece que el área mínima de una isla con brocales debe ser alrededor de 5 m^2 en áreas urbanas y 7 m^2 en áreas rurales, pero es preferible que en los dos casos sea de 9 m^2, lo cual equivale a indicar que los lados de las islas, después de redondeadas las esquinas, no deben ser menores de alrededor de 3,5 m, y preferiblemente no menores de 4,5 m.

Las islas pequeñas tienen dimensiones iguales o cercanas a las mínimas. Las grandes son aquellas cuyos lados son por lo menos de 30 metros, mientras que en las intermedias las dimensiones están entre las de las pequeñas y las grandes.

La delimitación de las islas pequeñas normalmente se hace con brocales y se complementa con reflectores superiores. Mientras que las grandes pueden quedar suficientemente configuradas mediante el uso de césped o de otra cubierta vegetal, postes con reflectores, señales, o cualquier combinación de estos.

En áreas rurales, cuando se usan brocales, deben ser normalmente del tipo montable. Mientras que en áreas urbanas se pueden utilizar los verticales o los montables, dependiendo de las condiciones particulares de la intersección. La altura comúnmente utilizada de los brocales es de 15 cm (79). En algunas localidades puede ser ventajoso utilizar los llamados brocales montables de alta visibilidad, los cuales tienen un tratamiento de pintura o de material termoplástico reflectante (80).

Los brocales de las islas influyen en la localización lateral de los vehículos, por lo tanto, se deben localizar manteniendo una separación lateral de los bordes de los canales del tráfico directo, aun en el caso de utilizar brocales montables.

En la figura 6-30 y en la tabla 6-13 se muestran las separaciones respecto a los canales directos, y demás elementos que definen la localización de las islas con brocales, para el caso de intersecciones en áreas urbanas (81).

Como el ancho del enlace de giro se mide hasta el borde del brocal de la isla, el mismo no requiere ninguna separación adicional, y el rayado puede coincidir con el brocal o separarse una distancia en el orden de 0,30 m.

La nariz de acceso del enlace de giro requiere separaciones adicionales, tanto del lado del canal directo como del lado del enlace de giro. Estas separaciones ayudan a encauzar a los conductores en forma suave hacia las trayectorias deseadas. En caso contrario, las islas pueden aparecer como más restrictivas que lo que realmente son, y tienen un efecto sicológico en los conductores, que pueden causar movimientos erráticos de los mismos a medida que se acercan al enlace de giro.

Los vértices de intersección de los lados de la isla triangular normalmente se redondean, utilizando los radios indicados en la tabla 6-13.

Tabla 6-13. Separaciones y demás elementos en las islas triangulares con brocales en áreas urbanas

Tamaño de la isla	Separaciones laterales (m)				Radios de los redondeos (m)		
	S1	S2	S3	S4	R1	R2	R3
Pequeñas	0,60	0,60	0,60	0,00	0,60	0,60	0,60
Intermedias	1,20 a 1,80	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 1,50	0,60 a 0,90
Grandes	1,20 a 1,80	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 1,50	0,60 a 0,90

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-37, p. 634.

En una isla grande sin brocales, las separaciones indicadas en la tabla 6-13 son deseables pero no esenciales. Sin embargo, cualquier objeto fijo dentro del área de la isla, se debe separar una distancia apropiada del borde del canal.

Para hacer más sobresaliente la nariz de acceso, se puede utilizar una demarcación reflectorizada u otras indicaciones de alta visibilidad, tales como demarcadores reflectorizados en el tope del brocal.

También es importante la demarcación sobre el pavimento con líneas en diagonal, para identificar las separaciones laterales.

En los rangos indicados en la tabla, para las separaciones laterales, los valores mayores para las vías de altas velocidades, y también cuando existe un canal de giro a la derecha.

Cuando se examina el comportamiento de vehículos más grandes que el de diseño, que puedan esporádicamente usar el enlace de giro, utilizando los programas CAD existentes en el mercado, es posible que se vea la necesidad de aumentar la separación de la nariz S4 para dar cabida a dichos vehículos.

En la figura 6-31 y en la tabla 6-14 se muestran las separaciones respecto a los canales directos y demás elementos que definen la localización de las islas con brocales, para el caso de intersecciones en áreas urbanas (82).

Tabla 6-14. Separaciones y demás elementos en las islas triangulares con brocales en áreas rurales

Tamaño de la isla	Separaciones laterales (m)			Radios de los redondeos (m)		
	S1	S2	S3	R1	R2	R3
Pequeñas	Hombrillo	Hombrillo	0,60	0,60	0,60	0,30
Intermedias	Hombrillo	Hombrillo	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,30 a 0,50
Grandes	Hombrillo	Hombrillo	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,60 a 0,90	0,30 a 0,50

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-38, p. 635.

Cuando existe un canal de giro a la derecha, la separación S1 debe ser de por lo menos 2,40 m.

Al igual que en las áreas urbanas, también en las rurales para hacer más sobresaliente la nariz de acceso, se puede utilizar una demarcación reflectorizada u otras indicaciones de alta visibilidad, tales como demarcadores reflectorizados en el tope del brocal.

También es importante la demarcación sobre el pavimento con líneas en diagonal, para identificar las separaciones laterales.

Cuando se examina el comportamiento de vehículos más grandes que el de diseño, que puedan esporádicamente usar el enlace de giro, utilizando los programas CAD existentes en el mercado, es posible que se vea la necesidad de aumentar la separación de la nariz S3 para dar cabida a dichos vehículos.

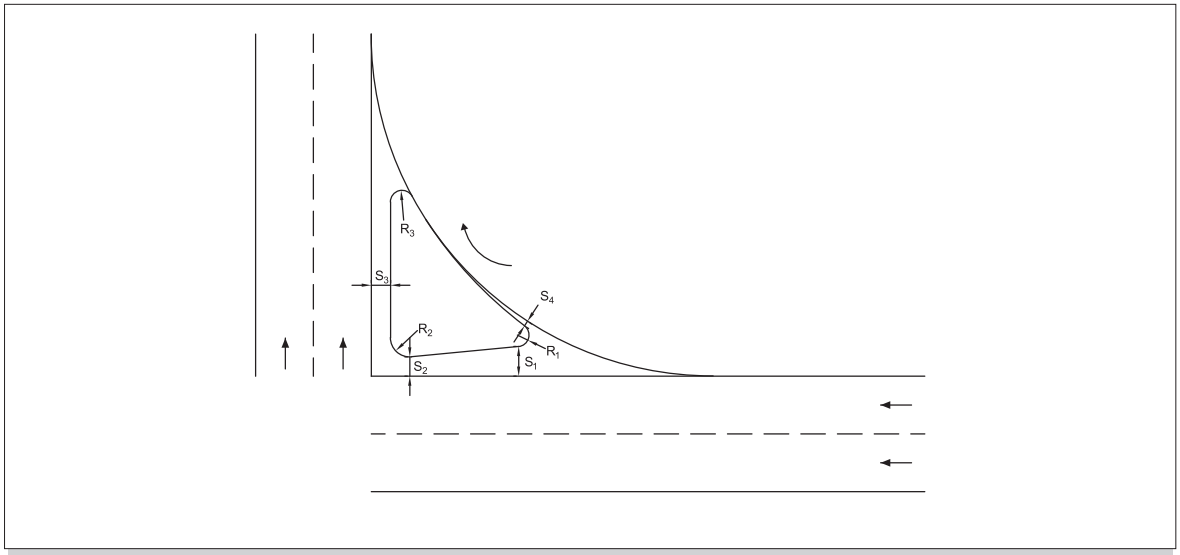


Figura 6-30 Separaciones y redondeos en las islas triangulares con brocales en áreas urbanas
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-37, p. 634.

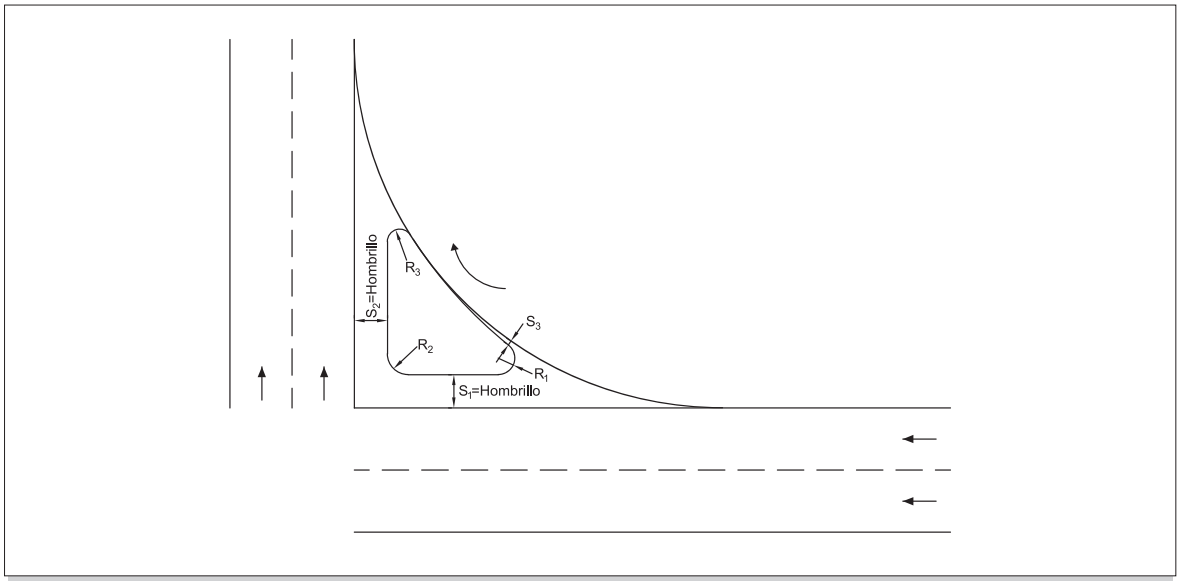


Figura 6-31 Separaciones y redondeos en las islas triangulares con brocales en áreas rurales
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-38, p. 635.

6.5.5 Enlaces de giro a la derecha libres

En las secciones anteriores, se estudiaron los giros a la derecha considerando una curva en la esquina, de acuerdo a la trayectoria de los vehículos de diseño, en donde los giros se hacen a velocidades iguales o menores de 15 km/h.

Luego se trataron los enlaces de giro con islas triangulares, en donde se utilizan curvas un poco más amplias, que permiten velocidades en el orden de 25 km/h. En estos casos, los enlaces no se separan totalmente del área de la intersección.

En algunas ocasiones interesa realizar los giros a la derecha con velocidades superiores a 25 km/h, bien sea por razones de capacidad o para mantener un movimiento fluido y continuo entre las dos vías que se intersecan, dando lugar a los enlaces de giros a la derecha libres, los cuales se separan bastante del área de la intersección.

Estos enlaces, generalmente, son empleados en las intersecciones donde interviene por lo menos una arterial principal, con una clasificación de diseño como arterial de alta jerarquía o como otra arterial principal.

Estos enlaces se asemejan bastante a los empleados en los distribuidores, en donde, además, su longitud se aprovecha para salvar el desnivel entre las dos vías.

El diseño geométrico está referido al borde interno del enlace, cuya curvatura se adapta a la velocidad de proyecto seleccionada. Esta curvatura no necesita ser considerada con la misma categoría que en las curvas de las vías que se intersecan, ya que las diferentes advertencias existentes en las intersecciones, y las expectativas de los conductores de encontrar condiciones más críticas, permiten el uso de factores de diseño menos liberales.

Como velocidad de diseño sería deseable emplear la velocidad promedio de marcha de la vía que se acerca al giro, la cual se consideró en el capítulo 3, tabla 3-1, la cual, por comodidad, se muestra a continuación como tabla 6-15.

Tabla 6-15. Relación entre la velocidad de diseño y la velocidad de marcha promedio para bajos volúmenes de tránsito

Velocidad de diseño (km/h)	Velocidad promedio de marcha (km/h)
40	40
50	47
60	55
70	63
80	70
90	77
100	84
110	91
120	98

Fuente: Ver tabla 3-1 en el capítulo 3.

Algunas veces, por razones de espacio o económicas, no es posible diseñar con estas velocidades, y es necesario utilizar curvaturas más restringidas, lo cual es comprensi-

ble por los conductores. La AASHTO indica que la velocidad de diseño de los enlaces de giro a la derecha libre posiblemente estén dentro de 20 a 30 km/h por debajo de la velocidad de diseño de la vía directa (83). Otras fuentes sugieren que como mínimo se utilice entre el 50% y el 80% de la velocidad de diseño de la vía con la velocidad mayor (84).

Cuando se trata de intersecciones donde interviene por lo menos una arterial principal, con una clasificación de diseño como arterial de alta jerarquía o como otra arterial principal, los enlaces de giro a la derecha libres se pueden asemejar bastante a las rampas de los distribuidores, en los cuales se aplican las recomendaciones de la AASHTO para la selección de la velocidad de diseño, indicadas en la tabla 6-16.

Tabla 6-16. Valores guía recomendados por la AASHTO para la velocidad de diseño de las rampas en los distribuidores

Velocidad de diseño de la vía que se aproxima al giro (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
	Velocidad de diseño de la rampa (km/h)							
Rango superior	40	50	60	70	80	90	100	110
Rango medio	30	40	50	60	60	70	80	90
Rango inferior	20	30	40	40	50	50	60	70

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tabla 10-56, p. 830.

Para la selección de la velocidad de diseño del enlace de giro, además de la velocidad de la vía que se aproxima al giro, se toma en consideración la topografía y las condiciones físicas existentes en la localidad, así como los usos del suelo adyacentes.

En principio es recomendable utilizar los valores del rango superior, lo cual se puede conseguir en muchos casos, sobre todo en áreas rurales, donde existe suficiente espacio, pero en áreas restringidas como las urbanas son más apropiadas las del rango medio o las del rango inferior.

Así mismo, cuando queremos mantener el área de la intersección bastante compacta, se pueden utilizar las velocidades del rango inferior. Inclusive, es posible que las condiciones existentes obliguen al uso de velocidades aún por debajo de las indicadas en este rango.

Los efectos negativos sobre la operación y seguridad del tráfico, por el uso de velocidades de diseño muy bajas, se aminora cuando la geometría restringida es obvia a los conductores, lo cual se debe reforzar con una apropiada señalización de advertencia e indicación de la velocidad máxima del enlace.

6.5.5.1 Radio mínimo en los enlaces de giro

El radio mínimo del borde interior del enlace se relaciona con la velocidad de diseño, mediante la expresión ampliamente conocida:

$$P + f = 0{,}007865 \times V^2/Rci \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(ec. 6-24)}$$

Donde:
P = Peralte de la curva (en decimales)
f = Factor de fricción lateral (en decimales)
V = Velocidad de diseño del enlace (km/h)
Rci = Radio de la curva del borde interior del enlace (m)

Esta es la misma ecuación utilizada en el diseño de las curvas en un tramo de una vía cualquiera pero que, para su aplicación en los enlaces de giro, se toma en cuenta que los conductores aceptan mayores factores de fricción y, por otra parte, en estas curvas, sobre todo en las más pronunciadas, no es posible desarrollar peraltes elevados.

La AASHTO, apoyada en algunas investigaciones, propone el uso de factores de fricción que varían entre 0,40, para una velocidad de 15 km/h, y 0,15, para una velocidad de 70 km/h (85).

Así mismo, la AASHTO asume unos peraltes mínimos, tomando en cuenta que entre más pronunciada sea la curva menor será su longitud y, por lo tanto, menor será la oportunidad para desarrollar un peralte elevado.

De acuerdo con estas premisas, y aplicando la ecuación 6-24, se obtienen los radios mínimos de los enlaces de giros a la derecha libres mostrados en la tabla 6-17.

En esta tabla podemos trabajar en dos direcciones: entramos en la parte superior con la velocidad de diseño seleccionada del giro y leemos en la parte media el radio mínimo que podemos utilizar en el enlace, para cumplir con dicha velocidad. Por otra parte, si tenemos una curva que se ajuste a las condiciones existentes, conocido el radio entramos en la parte media y leemos en la parte superior cuál es la velocidad asociada al mismo.

En la parte inferior de la tabla se indican las velocidades promedio de marcha correspondientes a cada una de las velocidades de diseño, las cuales se utilizan para el diseño de algunos elementos que se estudiarán más adelante.

Como se indicó anteriormente, el radio mínimo al cual se refiere la tabla 6-17 es la de la curva del borde interno del enlace. Cuando el enlace está conformado por varias curvas, lo cual se estudia en la siguiente sección, el radio se refiere a la curva más pronunciada.

Tabla 6-17. Radios mínimos para los enlaces de giros a la derecha libres							
Velocidad de diseño del giro, V (km/h)	15	20	30	40	50	60	70
f	0,40	0,35	0,28	0,23	0,19	0,17	0,15
Peralte mínimo asumido, P	0,00	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,09
Radio mínimo calculado, Rci (m)	5	9	24	47	79	113	161
Radio mínimo sugerido, Rci (m)	7	10	25	50	80	115	160
Velocidad promedio de marcha (km/h)	15	20	28	35	42	51	57

Nota: Para velocidades de diseño superiores a 70 km/h, usar valores para condiciones de tramos viales.

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tabla 3-43, p. 201.

El peralte mínimo seleccionado para calcular el radio mínimo, correspondiente a cada velocidad de diseño, es un valor conservativo que casi siempre se puede obtener para el radio indicado. Si en el proyecto se utiliza un valor más elevado, los conductores podrán circular a una velocidad un poquito mayor o podrán manejar más confortablemente debido a la menor fricción. De todas maneras, la AASHTO aconseja que se utilice el mayor peralte posible, hasta un máximo de 10%.

En cambio, en aquellos enlaces que terminan con control de pare, generalmente es apropiado un peralte menor. Así mismo, cuando se espera que transiten camiones grandes por el enlace, se puede requerir el uso de un valor limitado, debido a que estos vehículos pueden tener problemas por la presencia del peralte. Cuando se espere un número significativo de tales camiones, para una velocidad de diseño seleccionada, se deben utilizar curvas con radios más grandes y con peralte más pequeño (86).

La presencia de camiones es un factor muy importante a considerar en la selección de la velocidad de diseño de los enlaces de giro, debido a que la dinámica de estos vehículos al circular por curvas de radios pequeños es más compleja que la de los automóviles. Si en la tabla 6-16 se selecciona la velocidad de diseño del enlace en el rango inferior, los camiones, sobre todo en las curvas con velocidad igual o menor a 50 km/h, cuando circulan a velocidades un poco mayor que la de diseño pueden deslizar o volcar (87).

Por esta razón, cuando el volumen de camiones en el enlace es sustancial, además de tomar en cuenta las restricciones físicas, ambientales y económicas, para la selección de la velocidad de diseño, es especialmente importante evitar el rango inferior de velocidades de la tabla 6-16.

La velocidad que adoptan los conductores en un enlace de giro depende mucho de las condiciones existentes en la vía de acceso: velocidad de diseño y de operación de la vía, existencia o no y geometría de un canal de deceleración, y radios y longitud de la porción del enlace previo a la curva más cerrada del mismo.

Cuando la velocidad de operación esperada en el enlace es superior a la velocidad de diseño del mismo, se deben considerar algunas medidas de control de la velocidad, tales como: si la longitud de deceleración no es apropiada, aumentar la misma; colocar, con suficiente antelación, señalización que indique cuál es la velocidad máxima para el enlace. Posiblemente se requiera más de un señal. Se debe, especialmente, llamar la atención de los conductores de camiones. El uso de semáforos destellantes puede ser importante para llamar la atención de la velocidad indicada (88).

6.5.5.2 Transiciones y curvas compuestas

Los conductores, cuando circulan por un enlace de giro, procuran mantener un recorrido que les permite seguir una transición entre la entrada al enlace y la curva más pronunciada del mismo, al igual que sucede en las curvas en tramos viales. Cuando el diseño no contempla esta trayectoria, entonces los conductores trazarán su propia curva de transición, lo cual puede significar que el vehículo se desvía de la geometría del enlace e invade otros canales o el hombrillo.

Las curvas que mejor se adaptan para realizar las transiciones son las clotoides, las cuales reducen la tarea del manejo y proporcionan una operación suave y segura, además de permitir el desarrollo del peralte.

La figura 6-32 muestra los elementos que definen el diseño del borde interior de un enlace de giro, conformado por una curva circular de radio Rci y una clotoide de longitud Le.

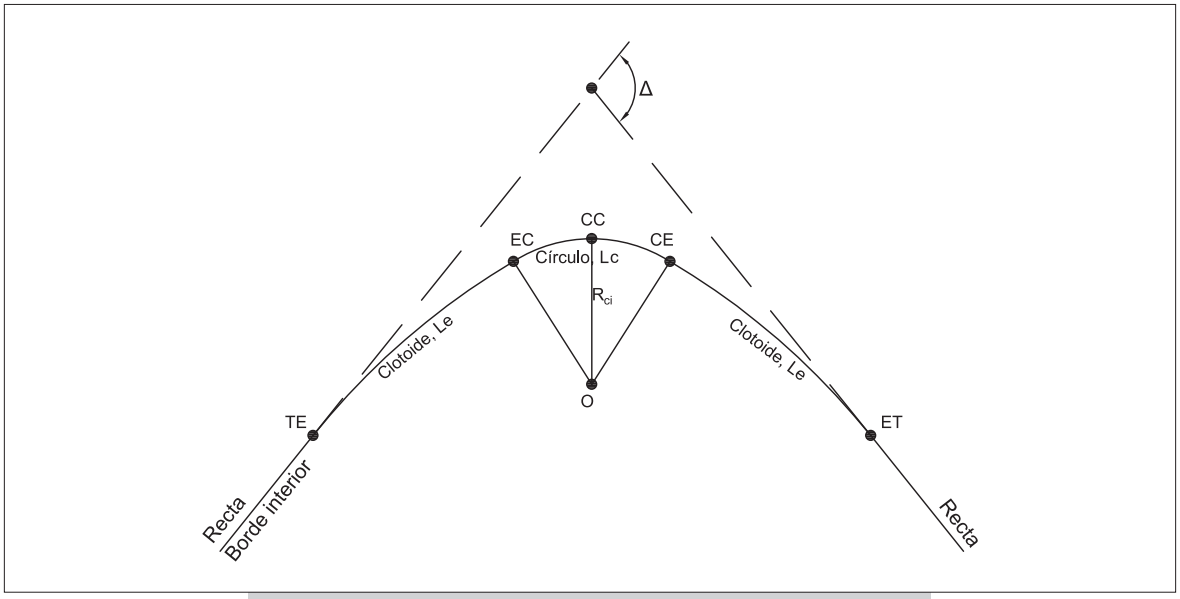


Figura 6-32 Enlace de giro con curva de transición

Para calcular la longitud mínima de la clotoide, Le, se utiliza la fórmula de Shortt:

$$Le = V^3/(3{,}6^3 x Rci x C) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (ec. 6-25)}$$

Donde:
Le = Longitud mínima de la clotoide (m)
V = Velocidad de diseño del enlace de giro (km/h)
Rci = Radio de la curva circular en el borde interior del enlace (m)

El factor C (m/s^3) representa la rata de incremento de la aceleración centrípeta por unidad de tiempo. Es un valor empírico que mide el grado de comodidad y seguridad de los ocupantes del vehículo, siendo un valor diferente para cada persona. En el diseño de carreteras los valores más frecuentes están entre 0,30 y 0,60 (89).

En los enlaces de giro los conductores aceptan mayores valores de C, y se asume que varía entre 0,75 para una velocidad de giro de 80 km/h y 1,2 para una velocidad de 30 km/h (90). Con estos valores, y aplicando la ecuación 6-25, obtenemos la longitud mínima de la clotoide, para cada velocidad de proyecto y el correspondiente radio mínimo, según se muestra en la tabla 6-18.

Tabla 6-18. Longitudes mínimas de la clotoide en los enlaces de giro a la derecha libres					
Velocidad de diseño, V (km/h)	30	40	50	60	70
Radio mínimo, Rci (m)	25	50	80	115	160
Valor asumido de C (m/s^3)	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8
Longitud calculada de la clotoide, Le (m)	19	25	33	45	57
Longitud mínima sugerida de la clotoide, Le (m)	20	25	35	45	60

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), tabla 3-45, p. 204.

La curva del borde interior del enlace queda completamente definida conociendo el punto de intersección de las prolongaciones de las tangentes de entrada y salida, el ángulo de giro Δ, la longitud de la clotoide Le y el radio de la curva circular Rci, lo cual nos permite calcular todos los elementos de la curva, necesarios para su dibujo y posterior replanteo.

Para el cálculo de las longitudes mínimas de la clotoide, Le, indicadas en la tabla 6-18, se ha asumido que, entre los puntos de inicio TE y final EC, la velocidad del vehículo es constante, igual a la velocidad relacionada con el radio de la curva circular, Rci, lo cual no necesariamente es completamente cierto. Si no existe canal de deceleración, los conductores se verán obligados a decelerar en el canal derecho de la vía que se acerca al giro, pero la deceleración continuará, en una buena proporción, a lo largo de la clotoide. Algo similar ocurre cuando la longitud del canal de deceleración es insuficiente. En estos casos, la clotoide, además de permitir el cambio de dirección y la transición del peralte, también es utilizada para decelerar hasta la velocidad de la curva circular, en cuyo caso sería recomendable utilizar longitudes mayores a las mínimas indicadas en la tabla 6-18.

Otra forma de obtener la transición es mediante el empleo de curvas circulares compuestas las cuales, si bien es cierto que son menos deseables, pueden servir como sustitutas de la clotoide. A la entrada, normalmente se utilizan dos o tres curvas circulares de radios decrecientes. A la salida, con radios crecientes, el número de curvas puede ser igual o menor a las utilizadas a la entrada. La figura 6-33 muestra los elementos que definen el diseño del borde interior de un enlace de giro, conformado por una curva circular de radio Rci y una sucesión de curvas circulares.

Por último, hay que tener cuidado con las longitudes de cada uno de los arcos circulares de una curva compuesta para detectar algunas inconsistencias. Por ejemplo, si

un arco circular es muy largo, el conductor se puede acostumbrar al radio y velocidad, y la curva siguiente, más cerrada, puede constituir una sorpresa, requiriendo un repentino esfuerzo adicional en el giro del volante. En estos casos es muy importante considerar las condiciones de visibilidad.

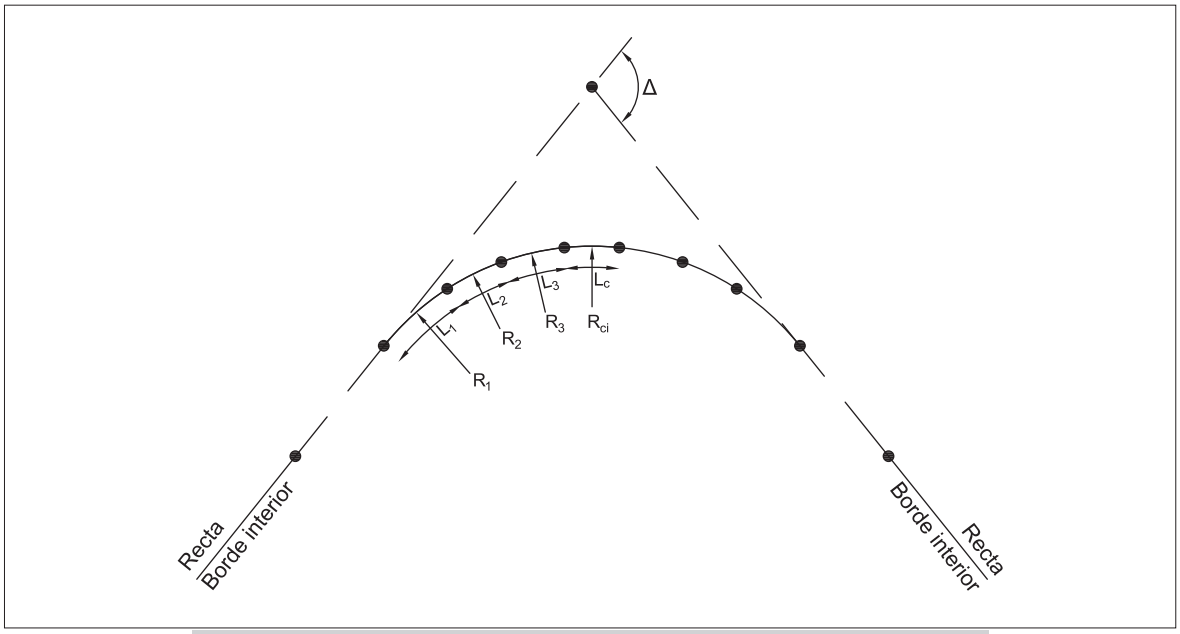


Figura 6-33 Enlace de giro con curvas circulares compuestas

Las curvas compuestas tienen la ventaja de adaptarse más a la forma deseada para el enlace de giro; sin embargo, cuando dos arcos circulares consecutivos son de radios muy diferentes, el alineamiento aparece abrupto o forzado, y las trayectorias de los vehículos necesitan considerable esfuerzo con el volante (91).

Por esta razón, es importante que la relación entre los radios de dos curvas consecutivas no sea muy grande, considerándose como aceptable una relación de 2:1 entre el radio mayor y el radio menor. Cuando esta relación es mayor, se debe intercalar un segmento de clotoide entre las dos curvas, para cuya longitud se utiliza la tabla 6-18, entrando con la diferencia entre los dos radios. Así, por ejemplo, si tenemos dos curvas consecutivas con radios de 205 m y 90 m (relación 2,3:1), la diferencia es 115 m; entramos con este valor y hallamos que la longitud de la clotoide entre los dos arcos circulares es de 45 m. En estos casos no se debe utilizar un valor menor de 30 metros (92). En lugar del tramo de clotoide, también se puede utilizar una curva circular de radio intermedio.

Además de este condicionante en la relación entre los radios de dos curvas consecutivas, existe otro relacionado con la longitud de cada uno de los arcos circulares, los cuales no deben ser demasiado cortos pues, si esto ocurre, se pierde su efectividad para realizar la transición entre una recta, o una curva de radio amplio, y la curva

más cerrada. Se considera que cada curva circular debe ser suficientemente larga para permitir una deceleración que no debe ser mayor de 5 km/h/s, aunque es deseable un valor de 3 km/h/s (93).

Para calcular la longitud de cada curva, se aplica la siguiente relación:

$L = (V1^2 - V2^2)/(2 \times 3{,}6 \times a)$ ……..……. (ec. 6-26)

Donde:

L = Longitud del arco circular de radio R1

V1 = Velocidad promedio de marcha (km/h) de la curva de radio R1

V2 = Velocidad promedio de marcha (km/h) de la curva de radio R2

3,6 = Factor para transformar km/h a m/s

a = Deceleración (km/h/s); valor máximo 5 km/h/s; valor deseable 3 km/h/s

Ejemplo 1

En una curva compuesta de un enlace de giro, una curva de radio R1 = 160 m está seguida de una curva de radio R2 = 115 m. Se quiere conocer la longitud mínima y la longitud deseable del arco del círculo de radio R1.

En la tabla 6-17 vemos que para un radio de 160 metros corresponde una velocidad de diseño de 70 km/h, para la cual la velocidad promedio de marcha es 57 km/h:

V1 = 57 km/h

En la misma tabla se tiene que para un radio de 115 m corresponde una velocidad de diseño de 60 km/h, para la cual la velocidad promedio de marcha es de 51 km/h:

V2 = 51 km/h

Para hallar la longitud mínima, se aplica la ecuación 9-26, utilizando a = 5 km/h/s.

$L = (57^2 - 51^2)/(2 \times 3{,}6 \times 5) = 18$ m

Para determinar la longitud deseable utilizamos a = 3 km/h/s.

$L = (57^2 - 51^2)/(2 \times 3{,}6 \times 3) = 30$ m

Ejemplo 2

En un enlace de giro se conoce que el radio menor de la curva es Rci = 80 m

De acuerdo a las condiciones de la vía en el acceso al enlace, el ingeniero estima que la velocidad promedio de marcha al inicio del mismo es 70 km/h y, selecciona un radio R1 = 200 metros. Para el resto de las curvas, a la entrada, selecciona R2 = 160 m y R3 = 115m. Se quiere determinar las longitudes mínimas y las longitudes deseables para cada uno de los arcos circulares.

Según la tabla 6-17, para un radio de 160 metros, la velocidad de diseño es 70 km/h, y la velocidad promedio de marcha 57 km/h.

Así mismo, para un radio de 115 m, la velocidad de diseño es 60 km/h y la velocidad promedio de marcha 51 km/h.

Y, para un radio de 80 metros, la velocidad de diseño es 50 km/h y la velocidad promedio de marcha 42 km/h.

Aplicando la ecuación 6-26, obtenemos los resultados mostrados a continuación:

Para la longitud mínima, a = 5 km/h/s

Curva n°	**Radio**	**(m)**	**V1 (km/h)**	**V2 (km/h)**	**a (km/h/s)**	**L (m)**
1	R1	200	70	57	5	46
2	R2	160	57	51	5	18
3	R3	115	51	42	5	23
4	Rci	80	42	42		

Para la longitud deseable, a = 3 km/h/s

Curva n°	Radio	(m)	V1 (km/h)	V2 (km/h)	a (km/h/s)	L (m)
1	R1	200	70	57	3	76
2	R2	160	57	51	3	30
3	R3	115	51	42	3	39
4	Rci	80	42	42		

La sucesión de curvas a la salida del enlace puede ser similar a la utilizada para la entrada, pero se puede utilizar otra, por ejemplo, con menos curvas. Así mismo, a la salida ya no es necesario mantener la relación máxima de 2:1 entre los radios de dos curvas consecutivas.

Para cada arco de círculo, conocida la longitud y el radio, se pueden determinar los ángulos de deflexión parciales: Δ_1, Δ_2, Δ_3, etc., cuya suma total debe ser igual al ángulo de giro Δ. Cuando esto no se cumple, el ingeniero podrá hacer ajustes a algunas de las longitudes o, incluso, introducir otra curva intermedia, para lograr esta condición.

En este ejemplo vemos que al inicio del enlace todavía no se ha alcanzado la velocidad promedio de marcha correspondiente a la curva más cerrada, es decir, la de radio 80 metros y velocidad 42 km/h, lo cual sería lo deseable, y se puede lograr si se dispone de un canal de deceleración, suplementado con una señalización apropiada o, en ausencia del canal auxiliar, que se utilice la vía de aproximación para comenzar a decelerar. La sucesión de curvas a la entrada es utilizada para decelerar desde 70 km/h hasta 42 km/h.

Si existe un canal de deceleración, y se logra que al inicio del enlace la velocidad promedio de marcha sea de 42 km/h, no significa esto que podemos utilizar directamente una curva simple de radio 80 metros. Este diseño no sería conveniente, ya que la sucesión de curvas no solamente se utiliza para lograr la deceleración, sino también para realizar la transición de dirección desde la recta hasta la curva más cerrada, y para el desarrollo del peralte.

6.5.5.3 Ancho de los enlaces de giro

El ancho de los enlaces de giro depende, fundamentalmente, del volumen de tráfico, tipos de vehículos, curvatura del enlace y la velocidad esperada. El volumen es el factor principal para determinar si se requiere uno o dos canales para la eficiente operación del tráfico. El ancho que ocupa cada vehículo depende de las dimensiones del mismo y de la trayectoria que siguen la rueda trasera derecha y el saliente frontal izquierdo la cual, a su vez, depende de la curvatura. La velocidad esperada influye en la dificultad de maniobra cuando se realiza el giro y en el posicionamiento transversal del vehículo.

Todos los aspectos relacionados con los anchos de los enlaces son ampliamente tratados por la AASHTO, por lo que se recomienda al ingeniero recurrir a esta referencia para ampliar los conocimientos que se exponen en el presente texto (94). Aquí se presentan las tablas resumen que sirven de guía para un apropiado diseño.

6.5.5.3.1 Ancho de la calzada

Desde el punto de vista operacional, la AASHTO considera tres casos:

Caso I: Operación en un canal, sin provisión para adelantar un vehículo detenido. Este caso es generalmente apropiado para volúmenes moderados de giro donde el enlace es relativamente corto. Para estas condiciones, la probabilidad de que un vehículo se accidente y tenga que detenerse es muy baja, pero es recomendable que uno de los bordes tenga brocales montables o que esté a nivel con el hombrillo.

Caso II: Operación en un canal, con provisión para adelantar un vehículo detenido. Este caso se utiliza para permitir operar a baja velocidad y con suficiente despeje lateral, de manera que los otros vehículos puedan pasar a un vehículo detenido. Se aplican cuando los volúmenes de giro son de moderados a altos que no excedan la capacidad de un solo canal. Cuando un vehículo se accidenta y tiene que detenerse, se puede mantener el flujo de tráfico a una velocidad algo reducida.

Caso III: Operación en dos canales. Se aplica cuando se requieren dos canales para manejar el volumen de tráfico.

La AASHTO ha deducido los anchos correspondientes a cada uno de estos casos, suponiendo que todo el tráfico que gira está conformado por un solo tipo de vehículo. Como ejemplo de estos resultados, en la tabla 6-19 se muestran los anchos que resultan cuando se tienen solamente automóviles (vehículo P), o solamente camiones tipo SU.

Tabla 6-19. Anchos de calzada de los canales de giro (m), suponiendo que el tráfico que gira está conformado por un solo tipo de vehículo

Radio en el borde interior de la calzada (m)	Vehículos tipo P			Vehículos tipo SU		
	Caso I	Caso II	Caso III	Caso I	Caso II	Caso III
15	4,0	6,0	7,8	5,5	9,2	11,0
25	3,9	5,6	7,4	5,0	7,9	9,7
30	3,8	5,5	7,3	4,9	7,6	9,4
50	3,7	5,3	7,1	4,6	7,0	8,8
75	3,7	5,2	7,0	4,5	6,7	8,5
100	3,7	5,2	7,0	4,5	6,5	8,3
125	3,7	5,1	6,9	4,5	6,4	8,2
150	3,7	5,1	6,9	4,5	6,4	8,2
Recta	3,6	5,0	6,8	4,2	6,1	7,9

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), table 3-54, p. 221.

Los valores de la tabla 6-19, o los correspondientes a los demás tipos de vehículos, se aplicarían si el tráfico que gira estuviera conformado por ese solo tipo de vehículo, pero en la práctica esto, generalmente, no ocurre, sino que existe una mezcla de vehículos, para los cuales hay que proporcionar el diseño más adecuado. La AASHTO considera tres condiciones de tráfico, las cuales se describen a continuación:

Condición de tráfico A: Consiste, predominantemente, de vehículos P, pero también se le da alguna consideración a los camiones tipo SU.

En general, para esta condición, se asume que existe un pequeño volumen de camiones o solamente un camión grande ocasional.

Condición de tráfico B: Incluye suficientes camiones tipo SU, como para decidir el diseño, pero también se le da alguna consideración a los camiones combinados con semirremolque.

Aquí se asume que existe un volumen moderado de camiones, más o menos en el rango de 5% a 10% del tráfico que gira.

Condición de tráfico C: Incluye suficientes camiones combinados con semirremolque, WB-12 o WB-15 y autobuses interurbanos, como para decidir el diseño.

Se asume que existen más y mayores camiones, que para la condición anterior.

La tabla 6-20 muestra, para cada caso de operación (I, II o III), y para condición de tráfico (A, B o C), los anchos de calzada de los enlaces de giro, recomendados por la AASHTO.

Tabla 6-20. Anchos de diseño de la calzada de los canales de giro (m)

Radios del borde interior de la calzada (m)	Anchos de calzada (m)								
	Caso I			Caso II			Caso III		
	Condición A	Condición B	Condición C	Condición A	Condición B	Condición C	Condición A	Condición B	Condición 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
Recta	3,6	4,2	4,2	5,0	5,5	6,1	7,3	7,9	7,9

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), table 3-55, p. 224.

Los anchos obtenidos de la tabla 6-20 se ajustan, de acuerdo a las condiciones existentes adyacentes a los bordes del enlace, según se indica a continuación:

1. Cuando existen hombrillos no estabilizados, no se hace ningún ajuste.
2. Cuando existen brocales montables, no se hace ningún ajuste.
3. Cuando existe brocal vertical de un solo lado, se agrega 0,3m a los anchos para los casos I y III, mientras que para el caso II no se hace ningún ajuste.
4. Cuando existen brocales verticales en ambos lados, se agrega 0,6 m a los anchos para los caos I y III, mientras que para el caso II se agrega 0,3 m.
5. Cuando existe hombrillo estabilizado en uno o ambos lados:
   - Para el caso I, condiciones B o C, el ancho en recta se puede reducir hasta 3,6 m, cuando el hombrillo sea de 1,2 m o mayor.
   - Para el caso II, restar a los valores de la tabla el ancho del hombrillo, manteniendo como mínimo un ancho igual al caso I.
   - Para el caso III, restar 0,6 m, cuando el hombrillo sea de 1,20 m o mayor.

Para entrar a la tabla 6-20 lo hacemos con el radio de la curva más cerrada del enlace, pero el ancho se usa uniformemente a lo largo de toda la longitud del enlace.

Para deducir los valores indicados en la tabla 6-20, la AASHTO considera el vehículo tipo o la combinación de dos tipos, de tal manera de mantener la suficiente separación lateral. La tabla 6-21 muestra las combinaciones utilizadas.

Tabla 6-21. Vehículos tipo, o combinaciones, utilizados para deducir los anchos de la tabla 6-20

Caso	Condición de tráfico		
	Condición A	Condición B	Condición C
Caso I	P	SU	WB-12
Caso II	P-P	P-SU	SU-SU
Caso III	P-SU	SU-SU	WB-12 – WB-12

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), p. 225.

La combinación de letras P-SU para el caso II significa que el ancho de la tabla 6-20 permite que un vehículo P adelante a un vehículo SU detenido, o viceversa.

La ilustración de los vehículos de la tabla 6-21, utilizados para deducir los anchos, no quiere decir que un vehículo de mayor tamaño no pueda atravesar el enlace. Lo que sucede es que estos vehículos tendrán un menor despeje lateral y se deberán adoptar menores velocidades, y se requerirá más precaución y una mayor destreza por parte de los conductores.

Sin embargo, existe un límite del tamaño de los vehículos que pueden utilizar los enlaces con los anchos indicados en la tabla 6-20. La tabla 6-22 muestra los vehículos más grandes que pueden operar en los enlaces con estos anchos, aunque con un despeje lateral menor al empleado para el diseño.

Tabla 6-22. Vehículos más grandes, o combinaciones, que pueden utilizar los anchos de la tabla 6-20

Caso	Condición de tráfico		
	Condición A	Condición B	Condición C
Caso I	WB-12	WB-12	WB-15
Caso II	P - SU	P - WB-12	SU - WB-12
Caso III	SU - WB-12	WB-12 - WB-12	WB-15 - WB-15

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), p. 226.

Ejemplo1: Un enlace de giro se va a diseñar para el caso III y la condición de tráfico B. El radio de la curva más cerrada es 75 m. Se quiere determinar el ancho de la calzada.

Entramos en la tabla 6-20 con 75 m de radio y encontramos que el ancho requerido de la calzada es 8,5 m. Si existe hombrillo estabilizado de un solo lado, de 1,20 m, se puede reducir la calzada a 7,9 m. Si existen hombrillos a ambos lados, de 1,20 m, el ancho será entonces de 7,3 m.

6.5.5.2 Anchos adicionales a la calzada

Estos anchos se refieren a los hombrillos o a una separación lateral equivalente en adición a la calzada de los enlaces de giro.

Cuando los enlaces son cortos, y están localizados dentro del área de la intersección, aplican las recomendaciones indicadas en la sección 6.5.4.1, para los enlaces de giro a la derecha con islas triangulares.

Cuando los enlaces están separados del área de la intersección, y son de longitud intermedia o larga, el tratamiento que se les da depende de su localización en áreas rurales o urbanas y de la velocidad de diseño.

Así, en áreas urbanas, con velocidades de diseño bajas, es práctica común utilizar brocales tanto del lado derecho como del izquierdo.

En cambio, en áreas rurales, con velocidades de diseño altas, normalmente se emplea del lado derecho un hombrillo, cuyo tratamiento general es similar al empleado en la vía de acceso, posiblemente con un ancho un poco menor. Si la velocidad de diseño es baja, no existen muchos inconvenientes con el empleo de brocales del lado derecho.

Cuando se trata de enlaces de suficiente curvatura y longitud, bastante separados del área de la intersección se deben colocar hombrillos a la derecha y a la izquierda, tanto en áreas urbanas como rurales. Cuando se requiera el uso de brocales con algún propósito definido, como por ejemplo, como elementos del drenaje, los mismos deben localizarse en el borde del hombrillo y deben ser del tipo montables. Los anchos de los hombrillos derechos están en el rango de 1,80 a 3,60 m, y los del lado izquierdo generalmente varían entre 0,60 y 1,20 m (95). Cuando se emplean defensas, estos anchos, medidos hasta la cara de la defensa, se deben incrementar en 0,60 m (96).

6.5.5.4 Canales de deceleración y aceleración

En los enlaces de giro a la derecha libres, generalmente se utilizan los canales de deceleración para la entrada a los mismos, y de aceleración para la incorporación del tráfico a la vía directa a la salida. En las intersecciones estos canales son, generalmente, del tipo paralelo, los cuales consisten en un canal adyacente a la calzada de la vía de acceso o de la vía de salida.

Canales de deceleración. Para el diseño de los canales de deceleración, se aplican los mismos criterios establecidos en la sección 6.5.2, empleándose la tabla 6-6, para determinar la longitud del canal. La clotoide o el tramo de la curva compuesta a la entrada, hasta la curva más cerrada del enlace, se puede considerar que forma parte de esta longitud.

Las longitudes dadas por la tabla 6-6 asumen que la pendiente del canal de deceleración es igual o menor a 2 %, por lo tanto, la AASHTO recomienda hacer algunos ajustes cuando la pendiente es mayor (97), según se indica a continuación:

- Para pendientes entre 3% y 4%, en subida, multiplicar los valores de la tabla 6-4 por 0,9.
- Para pendientes entre 5% y 6%, en subida, multiplicar por 0,8.
- Para pendientes entre 3% y 4%, en bajada, multiplicar por 1,2.
- Para pendientes entre 5%y 6%, en bajada, multiplicar por 1,35.

En cuanto a la longitud de la cuña inicial, se puede considerar una transición de 8:1 para velocidades de diseño de la vía de acceso hasta 50 km/h, y de 15:1 para velocidades de 80 km/h (98). Mientras que para velocidades mayores, generalmente se emplean cuñas de 15:1 a 25:1 (99).

Es deseable que los anchos de deceleración sean iguales a los canales directos (100). Cuando se usa brocal cuneta, la base se puede incluir como parte de estos anchos pero, de ser posible, es preferible que el canal se considere aparte.

Canales de aceleración. Estos canales son empleados para facilitar la incorporación del tráfico a los canales directos a la salida del enlace de giro.

La operación es mucho más compleja que en los canales de deceleración. Los conductores, en la clotoide o curva compuesta a la salida, después de la curva más cerrada, comienzan a acelerar y a monitorear el tráfico en los canales directos. Esto último ocurre cuando existe suficiente visibilidad. Cuando llegan al canal propiamente dicho, continúan acelerando y ajustando la velocidad, mientras examinan el tráfico en los canales directos, ayudándose con los espejos lateral y retrovisor, para detectar una brecha apropiada que les permita incorporarse a la corriente, sin causar molestias e interferencias a la velocidad de dicho tráfico.

Por otra parte, los conductores en los canales directos mantienen cierta precaución con los vehículos que tratan de entrar desde el canal de aceleración, y pueden realizar ajustes a la velocidad de sus vehículos o cambiarse de canal.

Si consideramos todos estos aspectos, el cálculo de la longitud de estos canales es bastante difícil, pero el mismo se simplifica, considerando que la longitud mínima será aquella necesaria para acelerar desde el final de la curva más cerrada del enlace hasta el inicio de la cuña de salida, tal como se ilustra en la figura 6-34.

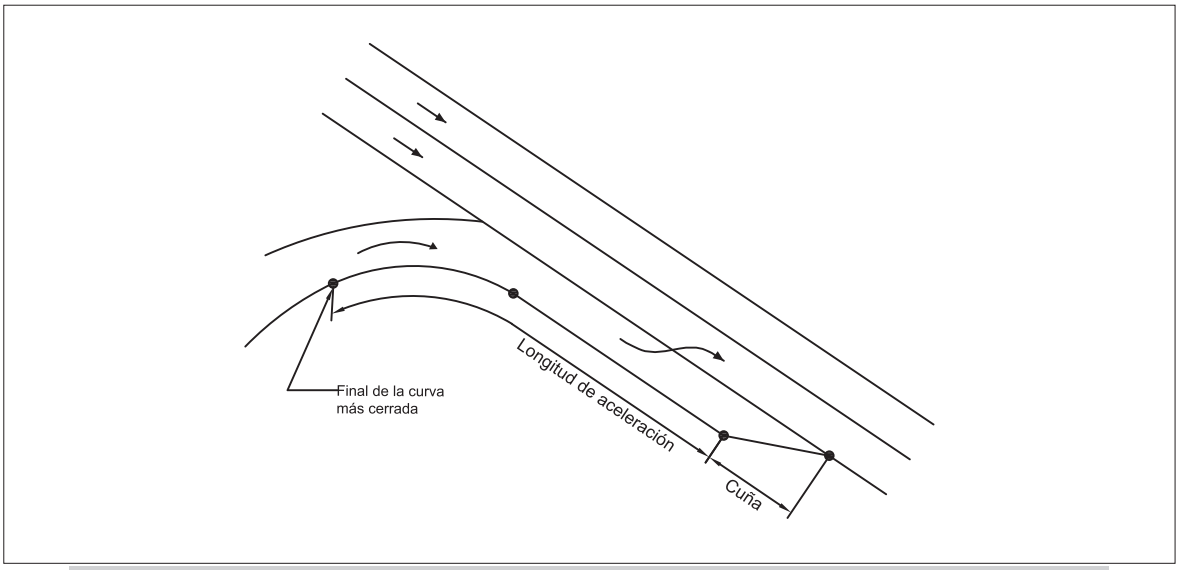


Figura 6-34 Ilustración de la longitud del canal de aceleración en intersecciones

La velocidad inicial en la maniobra de aceleración se toma al final de la curva más cerrada e inicio de la curva de salida del enlace, y se corresponde con la velocidad promedio de marcha, la cual se obtiene de la tabla 6-17 para velocidades de diseño del enlace iguales o menores a 70 km/h, o la tabla 6-15 cuando es superior a este valor.

Se considera que a partir de este punto, los conductores aceleran hasta llegar al inicio de la cuña de salida del canal de aceleración. En principio, la velocidad alcanzada en ese momento debería ser igual a la velocidad promedio de marcha de la vía de salida, para que los vehículos que se incorporan no causen inconvenientes al tráfico directo; sin embargo, se considera aceptable que se alcance un valor igual a la velocidad promedio de marcha de la vía menos 10 km/h.

La AASHTO utiliza varias tasas de aceleración, en función de la velocidad inicial y la velocidad final, durante toda la maniobra. Aplicando estas tasas, se obtienen los resultados mostrados en la tabla 6-23.

Tabla 6-23. Longitudes mínimas de aceleración para los terminales de entrada con pendientes iguales o menores a 2%

Velocidad de la vía (km/h)		Velocidad de diseño del enlace (km/h)							
Velocidad de diseño	Velocidad alcanzada	Condición de pare	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidad inicial (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	57	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	23	-
90	67	260	245	225	205	175	125	83	-
100	74	345	325	305	285	255	205	161	40
110	81	430	410	390	370	340	290	249	125
120	88	545	530	515	490	460	410	373	245

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tabla 10-70, p. 851.

Los valores de la tabla 6-23 se obtuvieron para enlaces a nivel o con pendientes menores de 2%. Para otras pendientes, se hacen los ajustes indicados en la tabla 6-24.

Tabla 6-24. Factores para ajustar las longitudes de la tabla 6-23

Velocidad de diseño de la vía (km/h)	40	50	60	70	80	Todas las velocidades
	Pendientes positivas de 3% a 4%					Pendientes negativas de 3% a 4%
60	1,3	1,4	1,4	-	-	0,7
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	0,6
100	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,6
110	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,6
120	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0,6

Velocidad de diseño de la vía (km/h)	Pendientes positivas de 5% a 6%					Pendientes negativas de 5% a 6%
60	1,5	1,5	-	-	-	0,6
70	1,5	1,6	1,7	-	-	0,6
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	0,5
110	2,0	2,2	2,6	2,8	3,0	0,5
120	2,3	2,5	3,0	3,2	3,5	0,5

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), tabla 10-71, p. 852.

En los enlaces de giro a la derecha con islas triangulares, estudiados en la sección 6.5.4, algunas veces se emplean canales de aceleración. En estos casos, se considera que la velocidad de giro está en el orden de 25 km/h, la cual representa la velocidad inicial para entrar en la tabla 6-23 y determinar la longitud mínima del canal de aceleración.

En cuanto a la longitud de la cuña final, se puede considerar una transición de 8:1 para velocidades de diseño de la vía de salida hasta 50 km/h, y de 15:1 para velocidades de 80 km/h (98). Mientras que para velocidades de 110 km/h es apropiado emplear cuñas de 90 metros de largo (101).

Es deseable que los anchos de aceleración sean iguales a los canales directos (102). Cuando se usa brocal cuneta, la base se puede incluir como parte de estos anchos pero, de ser posible, es preferible que el canal se considere aparte.

6.5.6 Canales continuos de giro a la derecha

Tal como se ha estudiado en diferentes partes del texto, la separación de las intersecciones en las vías arteriales constituye un aspecto de suma importancia, pues esto está íntimamente relacionado con la capacidad, operación y seguridad en la vía y sus adyacencias.

En el capítulo 3 y también en el presente, se han descrito algunos tratamientos que contribuyen a eficiente control de los accesos, tales como: aumentar el espaciamiento entre accesos; aprovechar una sola conexión para proporcionar acceso a dos o más parcelas; permitir la circulación interior entre parcelas; el empleo de vías de servicio. Pero, en algunas ocasiones, existen condiciones que hacen difícil o imposibilitan aplicar un apropiado tratamiento y pueden resultar algunos tramos con conexiones de acceso muy cercanos.

Estos tramos, en donde las conexiones de acceso se localizan en las áreas de influencia de los accesos contiguos, y donde se imposibilita el uso de canales de giro en las conexiones de acceso individuales, se presentan condiciones de operación y de seguridad muy deficientes, con interferencia en el tráfico de los canales directos, y con

influencia negativa sobre los movimientos vehiculares y peatonales desde y hacia las parcelas adyacentes.

Una solución en estos casos, es el empleo de canales contiguos de giro a la derecha (ver figura 6-35), los cuales pueden resultar apropiados cuando se cumplen algunas condiciones.

Se considera que un canal continuo a la derecha funciona apropiadamente en una vía arterial cuando se cumple lo siguiente (103) (104):

1. Existe una divisoria física en la vía, que impide que se atravesada por los vehículos que salen o se dirigen hacia las conexiones de acceso.
2. El canal es descontinuado en las intersecciones semaforizadas, mediante el uso de islas triangulares.
3. La longitud de este canal no debe ser mayor de 800 m.
4. Todas las conexiones de acceso deben tener bajos volúmenes de tráfico.

Para que un canal de giro a la derecha opere eficientemente es necesario que se cumplan las cuatro condiciones indicadas, pues de lo contrario se podrían crear mayores inconvenientes que los que se tratan de evitar.

Así, por ejemplo, si no existe una divisoria física en la arterial, los conductores se podrían ver incentivados a atravesar todos los canales para salir o entrar hacia y desde los canales de sentido contrario.

Si no discontinúa el canal en las intersecciones semaforizadas, se crearía una situación conflictiva en la intersección entre los diferentes movimientos de giro y directos.

Si la longitud es muy larga, el uso restringido del canal no es obvio para los conductores, los cuales podrían utilizarlo como canal de giro y como canal directo, lo cual afecta la operación y seguridad del tráfico.

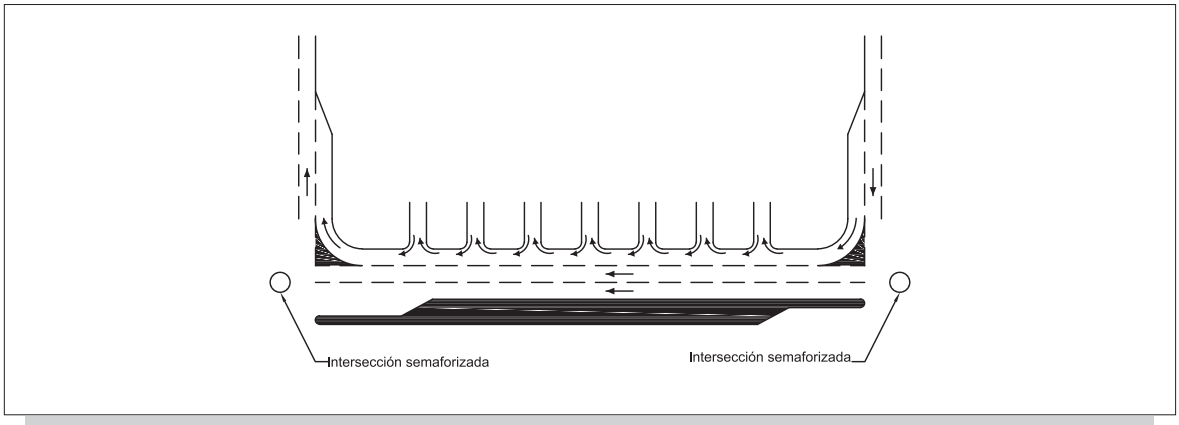


Figura 6-35 Esquema de un canal continuo de giro a la derecha
Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), figura A-22, p. 309.

Generalmente, los canales continuos de giro a la derecha tienen los mismos anchos que los canales directos pero, de todas maneras se debe comprobar que los vehículos que salen de las conexiones de acceso puedan girar sin invadir los canales directos. Eso es especialmente importante cuando las curvas en las esquinas son de radio pequeño.

6.6 Tratamiento de las vueltas en U

Cuando en una vía existe una divisoria física, desde un lado de la misma no se puede acceder hacia los desarrollos localizados al otro lado. En algunos países se permite realizar vueltas en U en las intersecciones semaforizadas, lo cual permite aminorar esta desventaja. Sin embargo, para permitir estas vueltas, es necesario considerar la interferencia con otros movimientos vehiculares y con los peatones. En Venezuela, particularmente, no están permitidas las vueltas en U en estas intersecciones.

Cuando una vía se construye antes del desarrollo de las áreas adyacentes, se puede planificar un sistema de circulación que permita un cierto patrón de desarrollo, y el acceso al mismo.

En cambio, cuando ya las parcelas están desarrolladas, y se mejora una vía existente o se proyecta una nueva a través de estas parcelas, incluyendo la incorporación de una divisoria física, los accesos a las parcelas que anteriormente se hacían mediante giros a la izquierda, o mediante maniobras de cruce desde intersecciones en el borde opuesto, quedarán severamente restringidos.

En estos casos, probablemente se justifica hacer aberturas en la divisoria central, en algunos tramos localizados entre intersecciones semaforizadas.

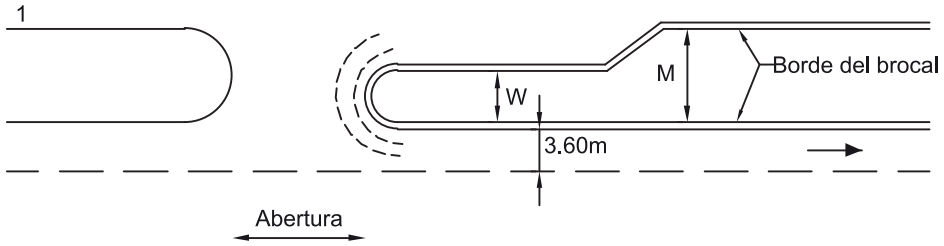
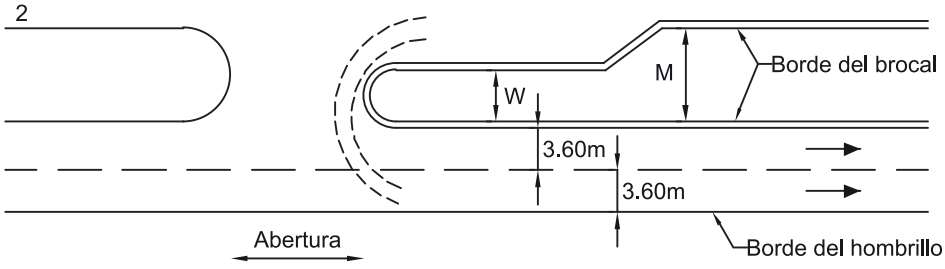
Los componentes para el diseño de las vueltas en U son el ancho de la divisoria y el ancho del canal de giro o abertura, que se adapten al vehículo de diseño. Un diseño de vuelta en U se puede considerar satisfactorio cuando el ancho de la vía, incluyendo la divisoria, es suficiente para permitir que el vehículo de diseño gire, desde un canal adyacente a la divisoria, hasta el canal adyacente al hombrillo o al brocal con cuneta en el borde exterior, en la calzada dedicada al tráfico opuesto. La tabla 6-25 muestra los valores que definen el ancho de la divisoria.

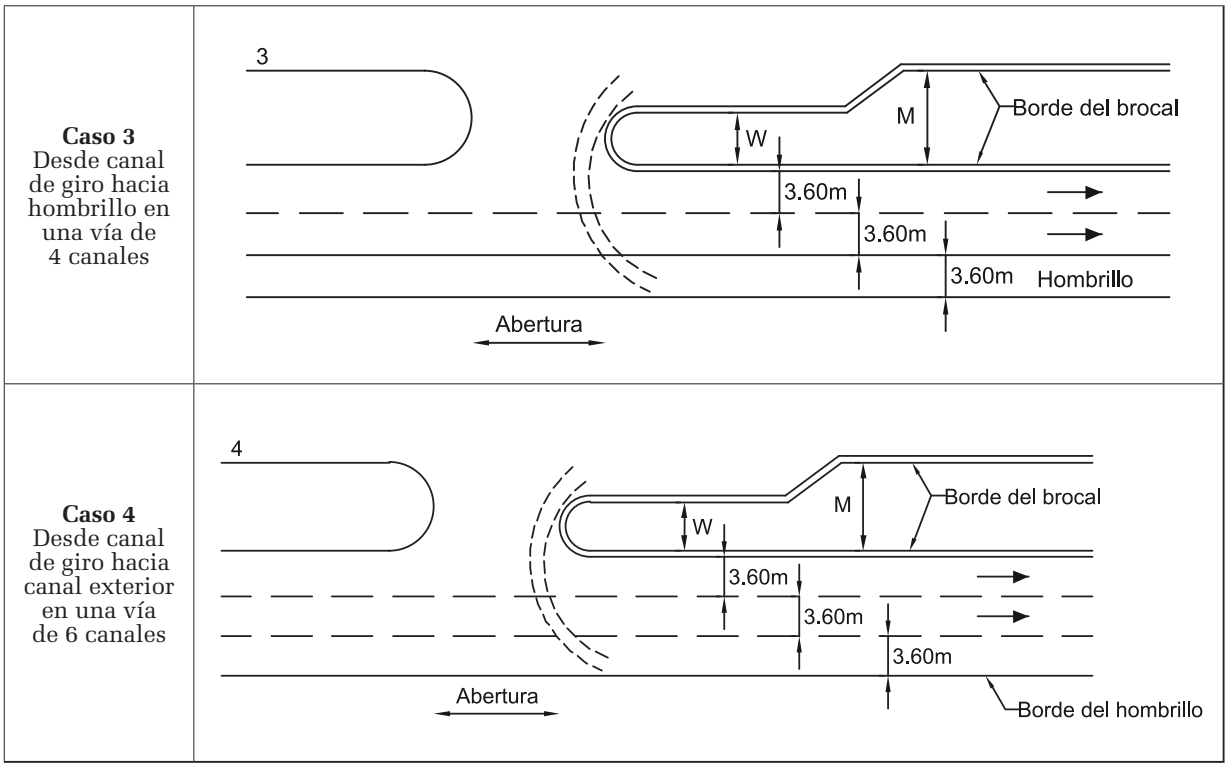
Generalmente, es muy deseable emplear un canal de giro a la izquierda en la divisoria, para efectuar la vuelta en U. Según se ilustra en la tabla 6-25, el ancho W está referido al separador adyacente al canal de giro, mientras que el ancho de la divisoria, M, se obtiene agregando un valor aproximado de 3,60 m.

La longitud mínima de abertura, para permitir la vuelta en U de la mayoría de vehículos, es de 9 m, excepto para los automóviles, que requieren solamente 6 m. Este ancho se refiere al caso de tener vueltas en U direccionales, que son las que permiten el giro de los vehículos que viajan en un sentido (ejemplo, en la tabla 6-25, los vehículos que circulan en sentido Este-Oeste).

Tabla 6-25. Ancho mínimo del separador cuando existe un canal de giro a la izquierda							
Caso	**Ancho mínimo del separador adyacente al canal de giro a la izquierda, w (m), para el vehículo de diseño**						
	P	**SU**	**WB-12**	**WB-15**	**WB-18**	**Bus**	
	Longitud del vehículo (m)						
	5,7	**9,0**	**15,0**	**16,5**	**19,5**	**12,0**	
Caso 1	9	19	18	21	21	19	
Caso 2	5	15	15	18	18	15	
Caso 3	2	12	12	15	15	12	
Caso 4	2	12	12	15	15	12	

Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), table 11-5, p. 205 y American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), table 9-92, p. 715.

Casos	Dibujo explicativo
Caso 1 Desde canal de giro hacia canal interior	
Caso 2 Desde canal de giro hacia canal exterior en una vía de 4 canales	



Si la abertura se diseña para vueltas en U bidireccionales, las cuales permiten el giro de los vehículos para ambos sentidos de circulación, entonces la longitud mínima de la abertura es 20,4 m (9 m + 9 m + 2,40 m de separación entre los dos vehículos que dan la vuelta en U).

Las vueltas en U bidireccionales, tienen muchos inconvenientes desde el punto de vista operacional y de seguridad, por lo cual no son recomendables; es preferible emplear un diseño que separe los giros en ambos sentidos, tal como se muestra en la figura 6-36.

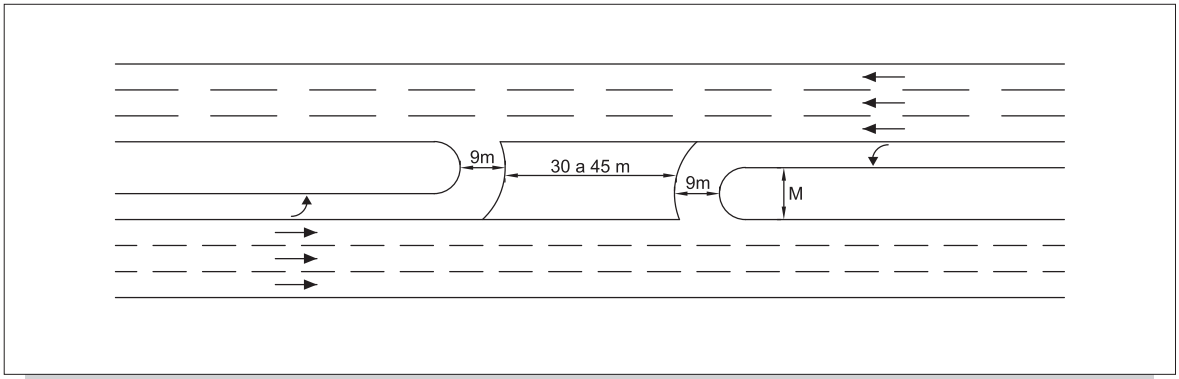


Figura 6-36 Esquema para las vuelas en U direccionales
Fuente: Inspirada en *Synthesis of the median U-turn intersection treatment, safety and operational benefits*. Ram Jagannathan. Prepared for FHWA, 3rd Urban street symposium. Seatle, Washington, 2007.

Cuando el ancho de la divisoria central no cumple con los valores mínimos de la tabla 6-25, algunas veces se pueden aprovechar o proyectar ampliaciones al borde de la calzada, tal como se ilustra en la figura 6-37.

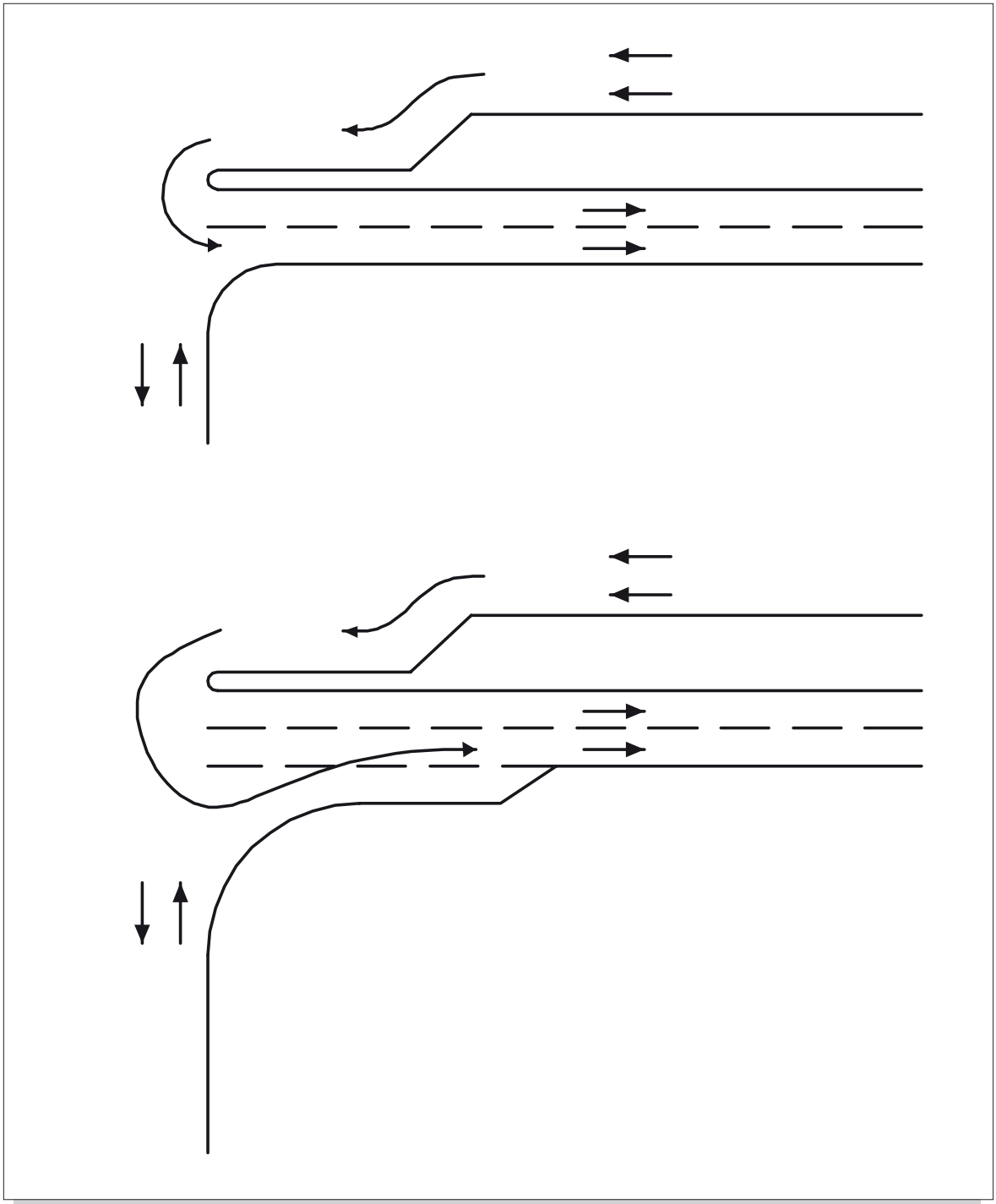


Figura 6-37 Esquemas para facilitar la vuelta en U
Fuente: Inspirada en *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), figura 11-2, p. 206.

Las soluciones de la figura 6-37 son apropiadas para automóviles. Cuando el número de camiones que dan la vuelta en U es importante, existen otras soluciones, como la que se muestra en la figura 6-38, con el empleo de la llamada asa de jarra o cayado.

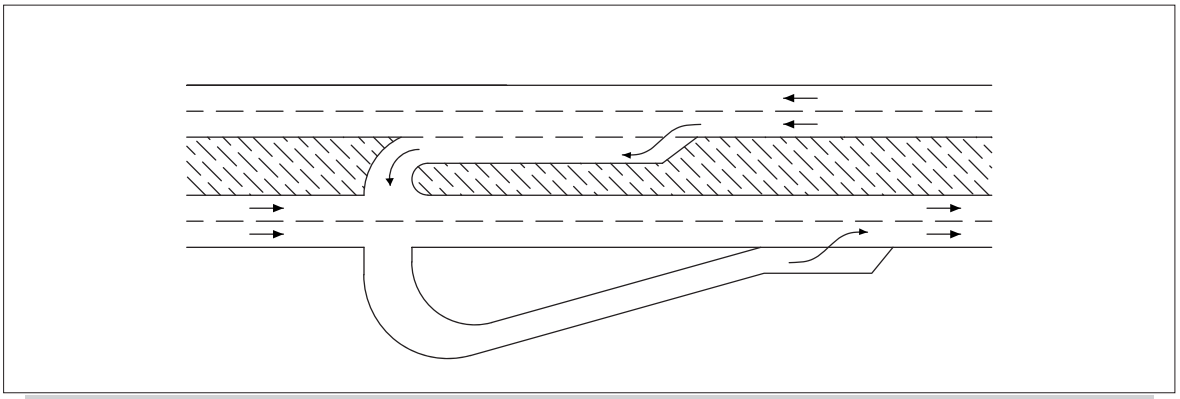


Figura 6-38 Esquema par vueltas en U cuando el volumen de camiones es importante
Fuente: *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D. C.: 2003), figura 11-3, p. 207.

En la figura 6-39 se muestra otro esquema, también con asa de jarra o cayado, en el cual los vehículos que van a dar la vuelta en U salen por la derecha, para luego incorporarse a la vía en sentido contrario. Tiene el inconveniente de que los vehículos tienen que cruzar los dos sentidos de circulación. Este esquema, algunas veces, se utiliza para realizar giros indirectos a la izquierda.

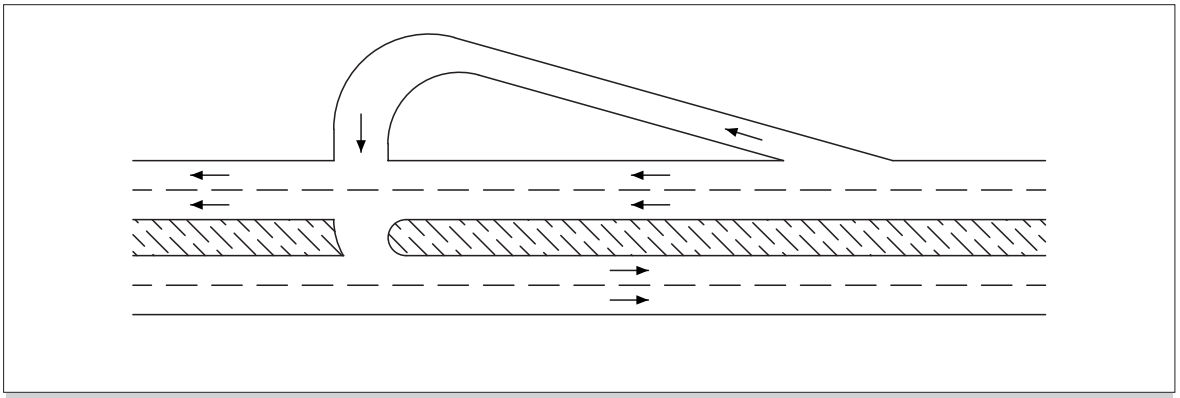


Figura 6-39 Esquema para vueltas en U con salida por la derecha
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C: AAHSTO, 2001), figura 9-93, p. 716.

Algunas veces, el tráfico en las vueltas en U se regula por medio de semáforos, lo cual depende tanto de los volúmenes directos como de los que realizan el giro, o de otras condiciones propias del sitio, tales como la visibilidad u otras.

Esta semaforización es relativamente sencilla, pues no afecta la progresión del tráfico ya que, al afectar solamente un sentido de la vía arterial, es más simple la coordinación con los semáforos en los extremos del tramo.

Un aspecto importante a considerar en la localización de las vueltas en U es la ubicación de las conexiones de acceso, lo cual se ilustra en la figura 6-40. Los vehículos que realizan la vuelta y se dirigen a una conexión de acceso, en el lado opuesto, deben realizar maniobras de entrecruce, y hacer ajustes a la velocidad, lo cual puede causar inconvenientes y crear situaciones de peligro, al tráfico directo y al que realiza el giro.

Cuando no se prevean estas maniobras de entrecruce, la primera conexión de acceso, después de la vuelta en U, debe estar, como mínimo, entre 120 m a 180 m, (105). En cambio, cuando sean de importancia, se debe procurar una distancia de 170 m a 230 m como mínimo (106).

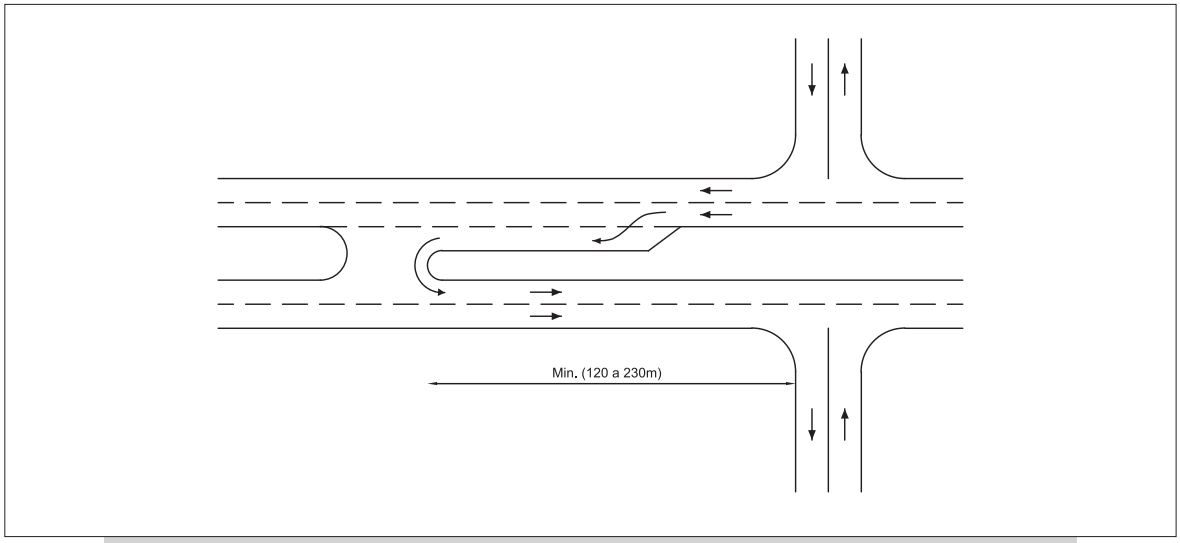


Figura 6-40 Localización relativa de la vuelta en U y las conexiones de acceso

6.7 Restricciones de movimientos en las intersecciones

Para garantizar la seguridad en una intersección, o para resolver problemas potenciales o reales de ocurrencia de accidentes, así como para garantizar la eficiente operación del tránsito o aliviar los inconvenientes presentados con la demora y la congestión, existe la posibilidad de la restricción de movimientos.

Las restricciones se pueden ejercer sobre cualquiera de los posibles movimientos: directo, giros a la derecha, giros a la izquierda y vueltas en U, en forma individual o combinados, solamente en un acceso o varios de ellos.

Así mismo, la restricción puede ser permanente o parcial, referida a ciertos períodos del día y días de la semana. Esto requiere dispositivos especiales de señalización y puede traer molestias a los conductores ante la incertidumbre de los períodos de aplicación de la medida, en lugar de seleccionar una ruta definitiva de desvío.

La medida de restringir algunos movimientos en intersecciones existentes de una zona urbana y suburbana, que es donde generalmente tiene aplicación, normalmente nace de la necesidad de eliminar o disminuir la ocurrencia de accidentes o la gravedad de los mismos, o para disminuir la demora y el congestionamiento del tránsito y aumentar la eficiencia en la operación del mismo.

Sin embargo, es muy importante realizar un estudio de las causas reales de los accidentes y de las ineficiencias existentes en el tránsito, así como examinar todas las medidas posibles para resolver el problema planteado, pues muchas veces estas medidas pueden resultar más apropiadas que la restricción de movimientos.

Cuando se restringe algún movimiento, es necesario desviar a un grupo de conductores por otras rutas, lo que generalmente significa mayores distancias y tiempos de recorrido, además de incrementar los volúmenes de tránsito en otras vías y otras intersecciones, lo cual debe compararse con los beneficios obtenidos en la intersección en donde se quiere solventar el problema.

Para decidir qué movimientos restringir no existen unos criterios cuantitativos bien establecidos, sin embargo, podemos mencionar algunos factores que influyen en esta decisión, entre los cuales tenemos: tipo de regulación empleado en la intersección, clasificación funcional de las vías que confluyen a la intersección, localización de la intersección dentro del zona urbana o suburbana, usos del suelo de las zonas adyacentes y próximas a la intersección.

Cuando una intersección está regulada por semáforos, las demoras y niveles de servicio dependen del número y disposición de las fases, además de otros factores.

Por ejemplo, el uso de una fase exclusiva para los giros a la izquierda resta tiempo del ciclo para los movimientos directos. Si además no se dispone de suficiente ancho en la divisoria central, el volumen de giro ocupará un carril de la calzada, dejando igualmente menos espacio para los movimientos directos.

El mayor número de fases, y mayor longitud de ciclos, para lograr la exclusividad, pueden resultar en demoras intolerables, y plantear la posibilidad de restringir los giros a la izquierda en algunos o en todos los accesos a la intersección.

Los conflictos que se generan entre los peatones y los giros a la derecha en las intersecciones reguladas por semáforos, influyen en la seguridad de los peatones, así como en la operación del tránsito que gira, y el que sigue directo, sobre todo cuando no existe carril exclusivo para los giros. Generalmente, se plantean otras medidas para el tratamiento de los conflictos entre vehículos y peatones (107), y se recurre a la restricción solamente en casos muy especiales.

En algunas intersecciones pueden existir deficiencias en la visibilidad, con la probable ocurrencia de accidentes, lo cual dificulta la realización de los giros a la izquierda, ameritando el uso de algunas medidas correctivas (108), entre las cuales puede estar la restricción de estos giros en alguno de los accesos.

La clasificación funcional de las vías es un factor muy importante en la consideración de restricción de movimientos.

Así, cuando se tiene una intersección de dos vías arteriales, probablemente las intersecciones semaforizadas más próximas están localizadas a distancias relativamente largas, de tal manera que la restricción de algún movimiento (generalmente de giro a la izquierda) puede obligar a realizar recorridos muy largos al tránsito que pretende girar, salvo cuando se cumplen algunas condiciones. Si las divisorias centrales son suficientemente amplias, se puede sustituir un giro a la izquierda por un movimiento directo y una vuelta en U más adelante, sobre la misma arterial, finalizando con otro giro a la derecha; o por un giro a la derecha y una vuelta en U sobre la arterial transversal, finalizando con un movimiento directo.

Cuando se tiene la intersección de una vía arterial con una colectora, la situación es muy parecida al caso anterior, aunque generalmente existen más posibilidades para desviar el tránsito de la colectora hacia otras vías, lo cual permite, cuando se justifique, restringir el movimiento de giro a la izquierda, o el movimiento directo en algunos casos, desde la vía menor.

En intersecciones sin semáforo de una arterial con una colectora o una local, los giros a la izquierda desde la vía menor hacia la arterial, o el movimiento directo cuando se trata de una intersección en cruz, puede resultar extremadamente peligroso cuando la divisoria central es muy angosta que no permita realizar la maniobra en dos etapas. Con divisorias anchas las condiciones de seguridad mejoran, porque los vehículos la utilizan como refugio, después de cruzar el tránsito de la arterial en una de las calzadas, para esperar por una brecha apropiada en el tránsito de la otra calzada.

Al eliminar los giros a la izquierda, o los movimientos directos del tránsito en uno de los accesos de la vía menor, los mismos tendrán que buscar rutas alternas, o se pueden sustituir por un giro a la derecha y una vuelta en U cuando se dispone de una divisoria ancha en la arterial, finalizando con un movimiento directo o giro a la derecha según sea el caso.

Cuando se tienen redes de vías locales y colectoras, como en las zonas centrales comerciales de nuestras ciudades, para la eliminación de los conflictos y el mejoramiento del tránsito, normalmente la solución no se consigue restringiendo movimientos particulares en las intersecciones, sino con otro tipo de medidas, tales como la aplicación de vías en un solo sentido, limitación del estacionamiento sobre la vía, etc.

En cambio, en zonas residenciales, generalmente por razones de seguridad y de contaminación visual y sónica, se restringen algunos movimientos en las intersecciones, que obligan a mayores y sinuosos recorridos que desaniman el tránsito de paso sin impedir la comunicación entre los distintos sectores. Estas medidas, generalmente, están incluidas dentro de las técnicas denominadas de apaciguamiento del tránsito.

El ingeniero de tránsito debe estudiar las rutas que seguirán los conductores para sustituir el movimiento eliminado. Algunas veces, estas rutas se apoyan en las vías existentes en las cercanías de la intersección, como las indicadas en las figuras 6-41, 6-42, 6-43 y 6-44, aplicables cuando se restringen los giros a la izquierda.

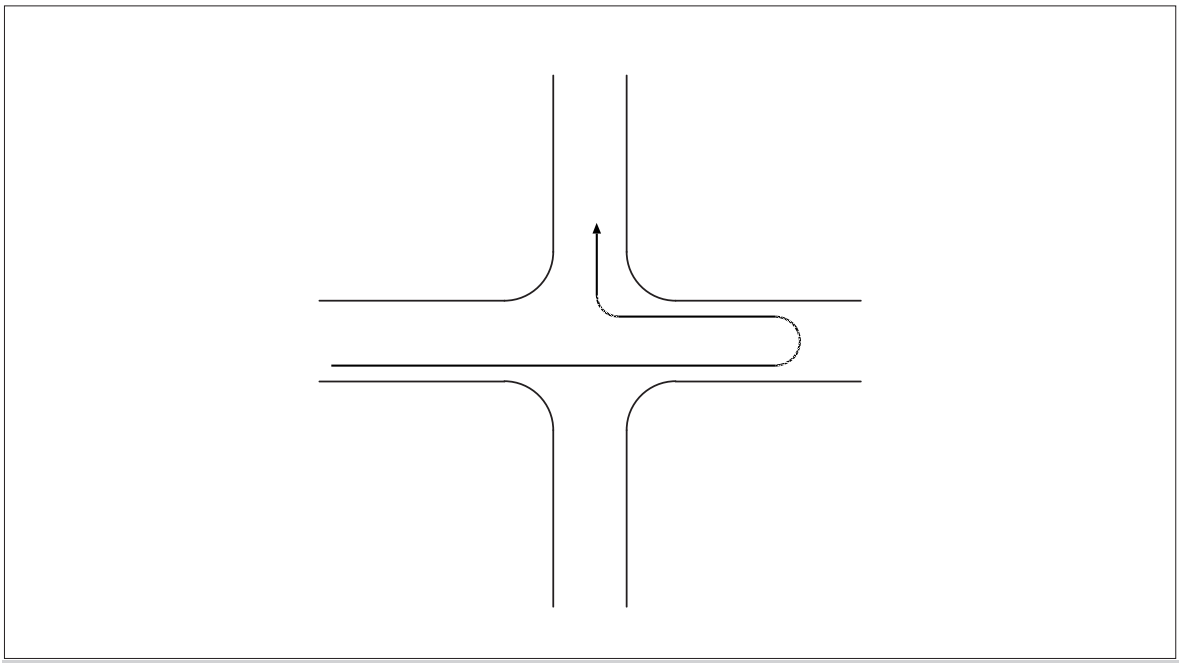


Figura 6-41 Giro a la izquierda mediante vuelta en U sobre la misma vía
Fuente: W. R. McShane, Roger P. Roess, Elena S. Prassas, *Traffic Engineering*, Second edition (Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jerse, 1998), figura 24-5, p. 661.

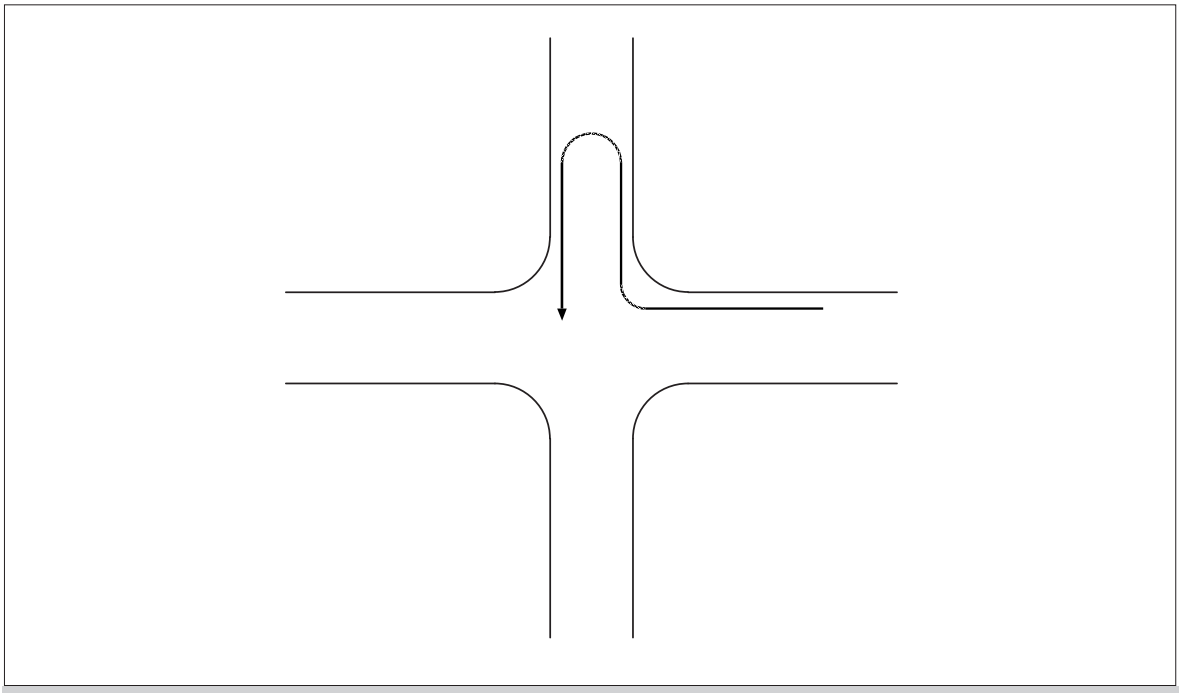


Figura 6-42 Giro a la izquierda mediante vuelta en U sobre la vía transversal
Fuente: W. R. McShane, Roger P. Roess, Elena S. Prassas, *Traffic Engineering*, Second edition (Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jerse, 1998), figura 24-5, p. 661.

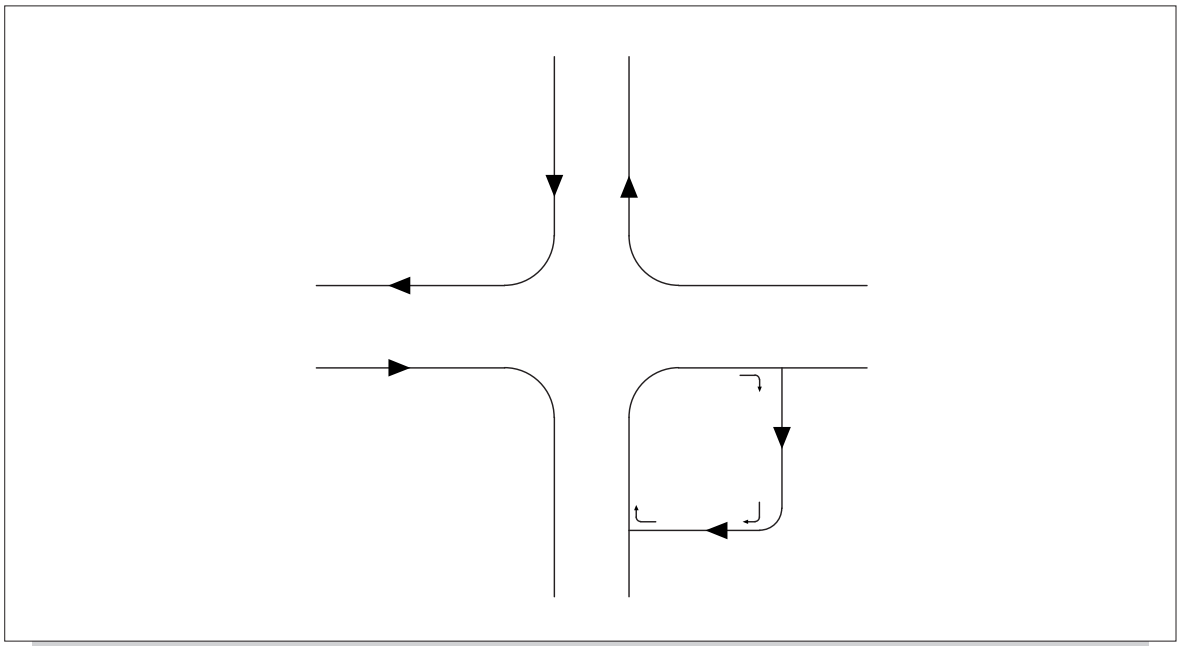


Figura 6-43 Giro a la izquierda mediante giro a la derecha después de la intersección

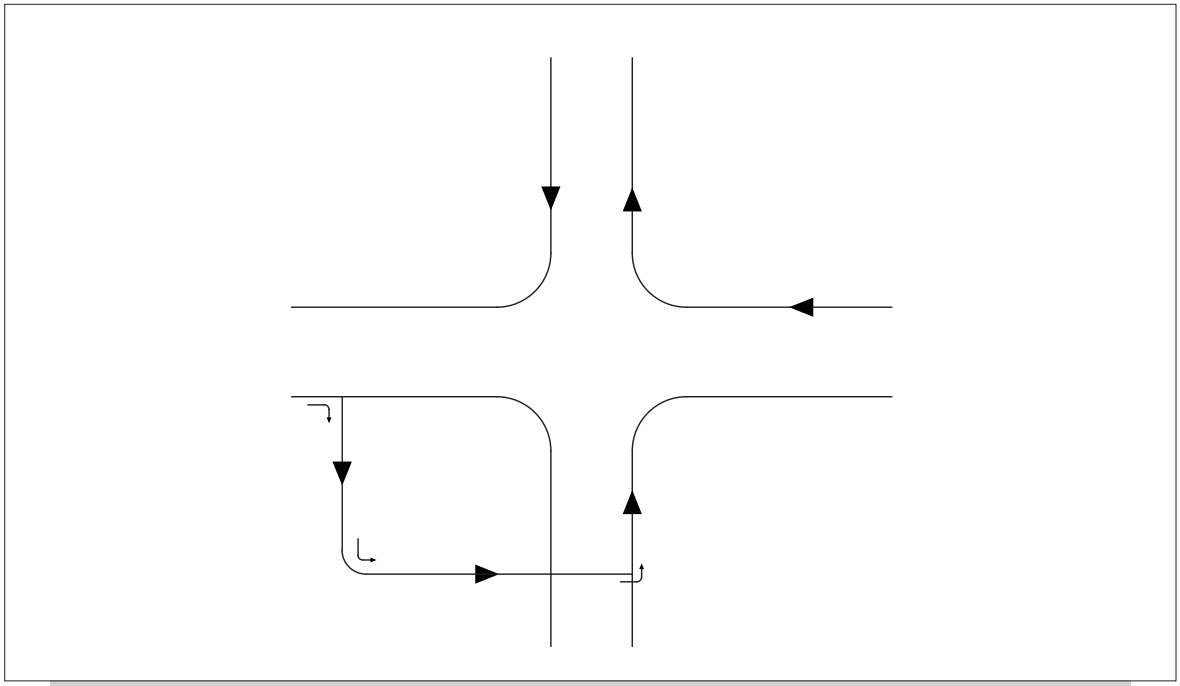


Figura 6-44 Giro a la izquierda mediante giro a la derecha antes de la intersección

Las soluciones mostradas en las figuras 6-41 y 6-42 se pueden aplicar cuando se dispone de una divisoria de suficiente ancho, de acuerdo con lo estudiado en la sección 6.6 del presente capítulo. Para bajos volúmenes es eficiente. Una desventaja menor es el recorrido extra. Una desventaja más importante se refiere a las maniobras de entrecruce que ocurren entre los vehículos que realizan la vuelta en U con los que circulan por la

calzada en sentido contrario (ver figura 6-45). Para volúmenes de giro intermedios y altos probablemente se requiera un semáforo con dos fases para realizar la vuelta en U con mayor seguridad. Este semáforo coordinado con el de la intersección mayor no origina mayores demoras.

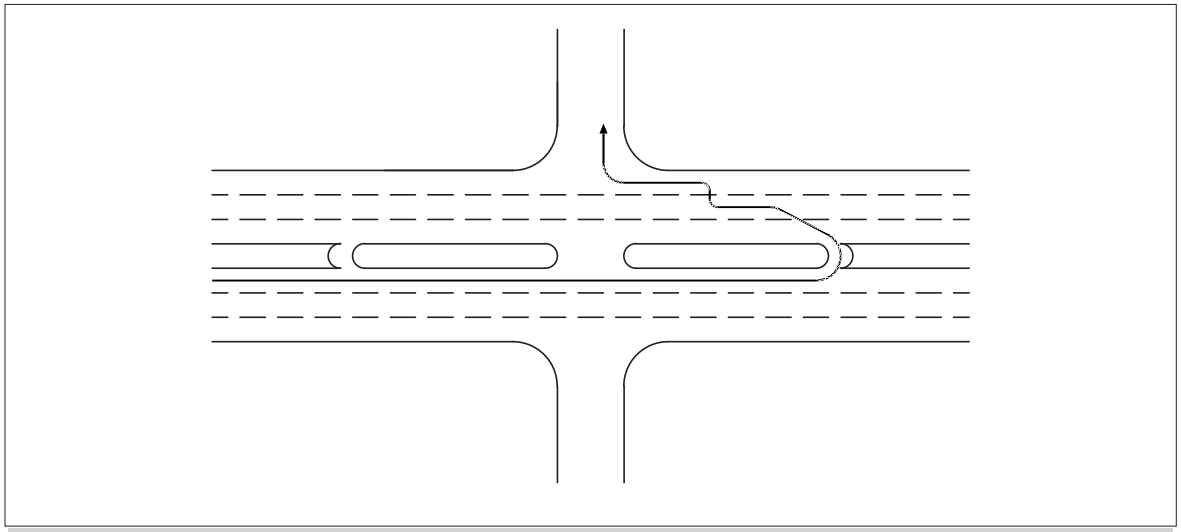


Figura 6-45 Maniobras de entrecruce después de la vuelta en U
Fuente: W. R. McShane, Roger P. Roess, Elena S. Prassas, *Traffic Engineering*, Second edition (Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jerse, 1998), figura 24-4, p. 661.

Con la solución mostrada en la figura 6-42 se producen muy pocas o ninguna maniobra de entrecruce en la vía transversal, pero requiere que esta vía disponga de una divisoria suficientemente ancha, lo cual ocurre probablemente cuando se trata de una arterial, pero más difícil en una colectora. Los conductores deben estar prevenidos, mediante una adecuada señalización, antes de llegar a la intersección para ocupar el carril de la derecha.

La solución de la figura 6-43 es muy apropiada cuando se tiene una red en forma de cuadrícula, como en la zona del casco central. Los giros a la izquierda son reemplazados por sucesivos giros a la derecha. Tiene el inconveniente de tener que pasar dos veces por la misma intersección con movimientos directos.

En la solución de la figura 6-44 se pasa una sola vez por la intersección, pero los vehículos tienen que hacer un giro a la izquierda para acceder a la vía transversal.

Existen soluciones menos convencionales que requieren mayor espacio y, probablemente, la de nuevos enlaces viales, aplicados mayormente en zonas suburbanas. En una de estas configuraciones, mostrada en la figura 6-46 (ver también figura 6-39), la eliminación del giro a la izquierda se sustituye con la incorporación de un enlace de salida a la derecha y se completa con un movimiento directo.

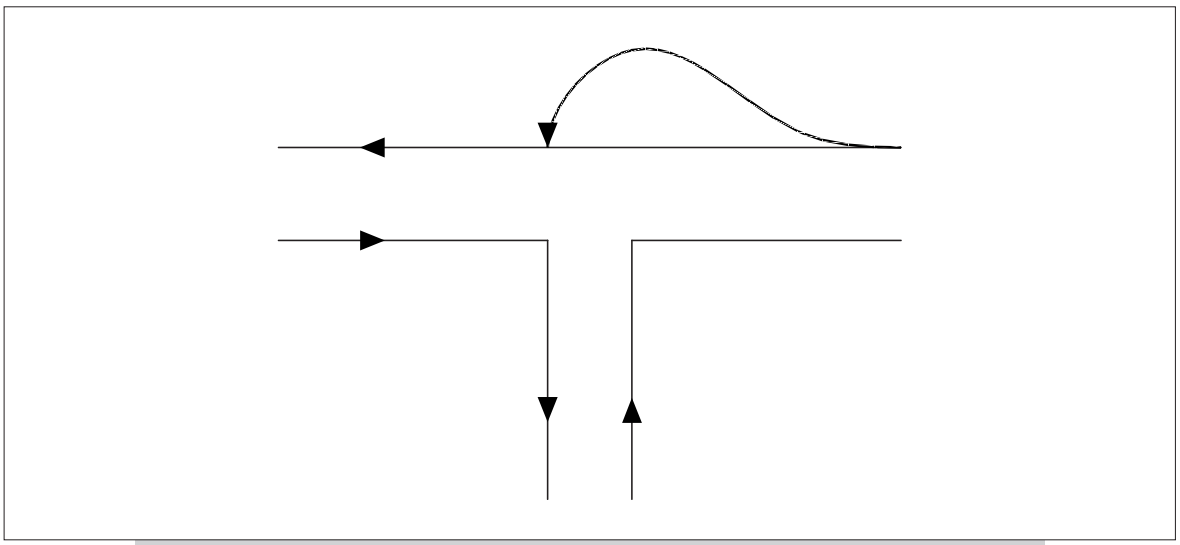


Figura 6-46 Cayado, o asa de jarra, para realizar el giro a la izquierda

En las figuras 6-47 y 6-48 se muestran otras soluciones también apropiadas para zonas suburbanas, pero cuyos conceptos se pueden aplicar en algunas situaciones de zonas urbanas con mayor densidad de desarrollos.

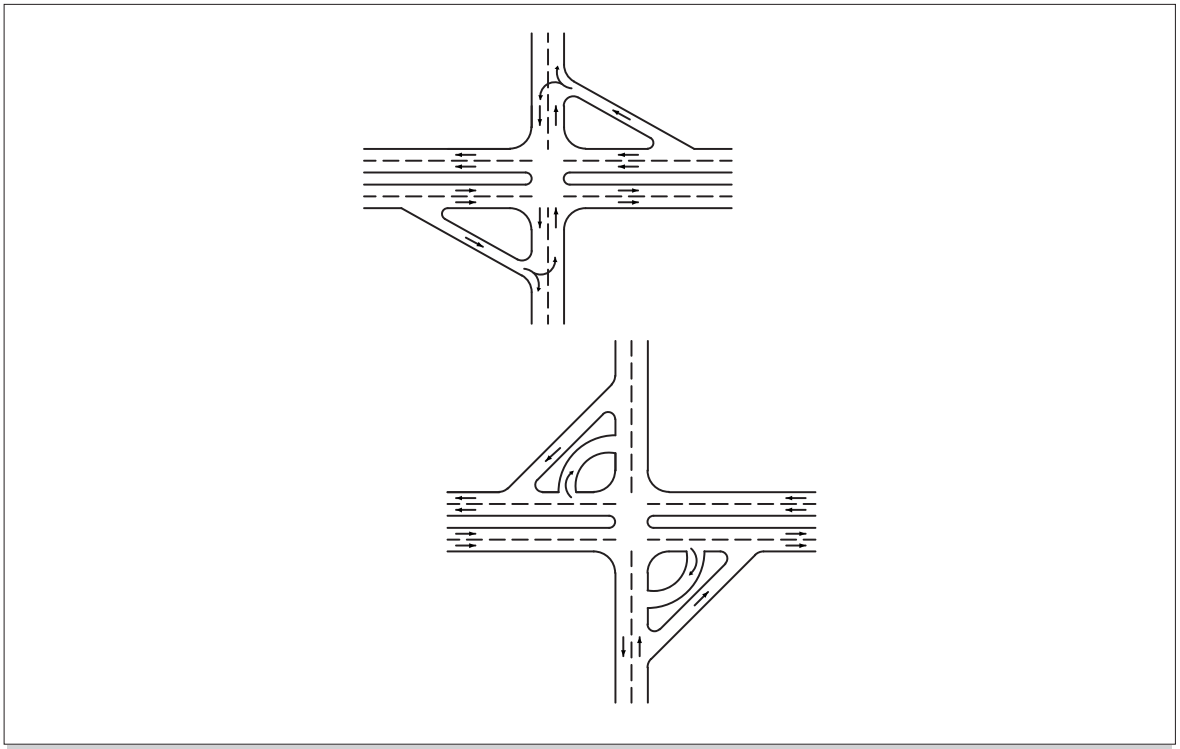


Figura 6-47 Soluciones para realizar los giros a la izquierda y derecha
Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), figura 9-89 p. 710.

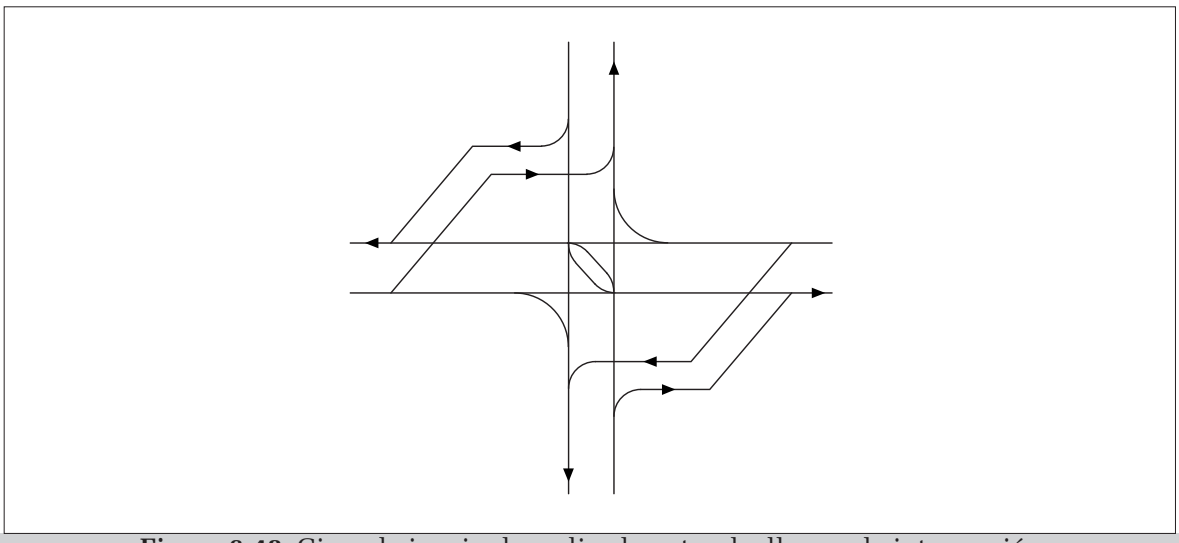


Figura 6-48 Giro a la izquierda realizado antes de llegar a la intersección
Fuente: *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), p. 84.

Finalmente, como recomendación general, el ingeniero debe tener presente que, cuando se elimina un movimiento, debe estudiar cuidadosamente la ruta que seguirá el tráfico, procurando que la misma no resulte inapropiada, como por ejemplo, el uso de calles de áreas residenciales. Así mismo, cuando se emplean las vueltas en U, hay que tener en cuenta que las mismas, en algunas ocasiones, pueden ser peligrosas, bien sea por deficiencias en su diseño geométrico, o por las condiciones particulares del sitio, tales como la falta de visibilidad.

Referencias bibliográficas

(1) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 584-585.

(2) Timothy R. Neuman, Jack E. Leisch & Associates, Evanston, Illinois, Transportation Research Board, NCHRP 279, National Research Council*, Intersection Channelilzation Design Guide*, (Washington, D. C., National Research Council, 1985), pp. 42-44.

(3) *Ibid*, p. 44.

(4) Normas provisionales de carreteras españolas. Instrucción 3.1-1C. Trazado. (Madrid, 1990), figuras 83 y 84, pp. 99a y 99b.

(5) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 585.

(6) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), pp.72-73.

(7) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 585.

(8) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), p.73.

(9) Timothy R. Neuman, Jack E. Leisch & Associates, Evanston, Illinois, Transportation Research Board, NCHRP 279, National Research Council*, Intersection Channelilzation Design Guide*, (Washington, D. C., National Research Council, 1985), p. 42.

(10) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 575-577.

(11) William L. *Eisele y William E. Frawley, Recommended Access Management Guidelines for Texas*, Texas Transportation Research Institute (Texas Department of Transportation and Federal Highway Administration, Texas, 2006), p. 66.

(12) U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. *Safe access is good for business.* (Washington, D. C. : FHWA, 2006), pp. 10-11.

(13) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 343-348.

(14) Iowa State University. Center for Transportation Research and Education. *Management Toolkit: Answers to frequently asked questions*. Question 20. (Iowa, 1996), pp. 1-4.

(15) Jerome Gluck, Herbert S. Levinson y Vergil Stover, *Impacts of Access Management Techniques,*NCHRP Report 420, Transportation Research Board, National Research Council, (National Academy Press, Washington, D. C., 1999), p. 125.

(16) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 346-348.

(17) Minnesota Department of Transportation. *Road Design Manual*. (Minessota, 2000), chapter 4, pp. 4-7(1), 4-7(2).

(18) Jerome Gluck, Herbert S. Levinson y Vergil Stover, *Impacts of Access Management Techniques,*NCHRP Report 420, Transportation Research Board, National Research Council, (National Academy Press, Washington, D. C., 1999), figura 54, p. 125.

(19) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 730.

(20) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 730.

(21) William L. Eisele y William E. Frawley, *Recommended Access Management Guidelines for Texas*, Texas Transportation Research Institute (Texas Department of Transportation and Federal Highway Administration, Texas, 2006), p. 71.

(22) Minessota Department of Transportation. *Road Design Manual*. (Minessota, 2000), chapter 5, p. 5-1(4).

(23) Jerome Gluck, Herbert S. Levinson y Vergil Stover, *Impacts of Access Management Techniques,*NCHRP Report 420, Transportation Research Board, National Research Council, (National Academy Press, Washington, D. C., 1999), p. 122.

(24) Kay Fitzpatrick, *Left-Turn Lane Installation Guidelines*, Texas Transportation Institute, submitted for the 2nd Urban Street Sympsosium Sponsored by Transportation Research Board (Texas, 2003), pp. 1-22.

(25) David J. DeBaie P.E., P.T.O.E., *Turn Lane Warrants: Concepts, Standards, Application in Review,* ITE, District 1, Annual Meeting, (Burlington, Vermont, 2004), pp. 1-14.

(26) Harmelink, M., *Volume Warrants for Left-turn Storage Lanes at Unsignalized Grade Intersections,* Highway Research Record 211, Highway Research Board, (National Research Council, Washington, D. C., 1967).

(27) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 686-690.

(28) Larry Larson y Fred L. Mannering, *Method for prioritizing intersection improvements*, Research Report, Research Project, Washington State Transportation Center (TRAC), prepared for Washington State Transportation Commission, (U.S. Department of Transportation, Federal Higway Administration, Washington, D. C., 1997), pp. 22-25.

(29) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 17-1 a 17-103.

(30) Oppenlander, J.C., and J.C. Bianchi, *Guidelines for Left-Turn Lanes*, ITE compendium of technical papers, 60th annual meeting, (Orlando, Florida, 1990).

(31) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 718-720.

(32) *Ibid*, p. 718.

(33) *Ibid*, pp. 718-719.

(34) *Ibid*, p. 719.
(35) *Ibid*, pp. 718-719.
(36) *Ibid*, p. 719.
(37) *Ibid*, p. 719.
(38) *Ibid*, p. 720.
(39) *Ibid*, pp. 719-720.
(40) *Ibid*, p. 718.
(41) *Higway Design Manual*, Caltrans, California, versión actualizada 2008, capítulo 400, pp. 400-9 a 400-14.
(42) *Higway Design Manual*, Caltrans, California, versión actualizada 2008, capítulo 400, pp. 400-10.
(43) American Association os State Highway and Transportation Officials. *Highway Safety Design and Operations Guide*, (Washington, D. C., 1997), pp. 66-67.
(44) Texas Transportation Institute. *Treatments for crashes on rural two-lane highways in Texas*. (Department of Transportation, Texas, 2002), pp. 6-12 y 6-13.
(45) *Ibid*, pp. 6-12.
(46) Transportation Research Board of the National Academies, *Access Management Manual*, (Transportation Research Board, Committee on Access Management, Washington, D. C., 2003), pp. 199-204.
(47) William R. McShane, Roger P. Roess y Elena S. Prassas, *Traffic Engineering*, second edition, (Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1998), pp. 665-666.
(48) Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, second edition, (Institute of Transportation Engineers, Washington, D. C., 2002), pp. 6-15 a 6-16.
(49) Department of Transportation,State of Florida. *Median Handbook*, (Florida, 1997), capítulo 4, p. 4.
(50) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D.C.: AAHSTO, 2001), p. 726.
(51) Transportation Research Board of the National Academies, *Access Management Manual*, (Transportation Research Board, Committee on Access Management, Washington, D.C., 2003), pp. 292- 293.
(52) *Ibid*, p. 204.
(53) Cottrell, B.H. JR., *Guidelines for treatment of Right-Turn Movements on Rural Roads,* Transportation Research Record 855, Transportation Research Board, (National Research Council, Washington, D. C., 982).
(54) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), pp. 17-1 a 17-103.

(55) Larry Larson y Fred L. Mannering, *Method for prioritizing intersection improvements*, Research Report, Research Project, Washington State Transportation Center (TRAC), prepared for Washington State Transportation Commission, (U.S. Department of Transportation, Federal Higway Administration, Washington, D. C., 1997), p. vi.
(56) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HC 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), p. 10-18.
(57) Dr. Guido Radelat, *Principios de Ingeniería de Tránsito*, Institute of Transportation Engineers, ITE, (Institute of Transportation Engineers, Washington, D. C., 2003), pp.14-17.
(58) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p 15-18.
(59) *Ibid*, p. 596.
(60) *Ibid*, p. 587.
(61) *Ibid*, p. 613.
(62) *Ibid*, p. 613.
(63) *Ibid*, p. 614.
(64) *Ibid*, pp. 614-615
(65) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), p. 75.
(66) *Ibid*, p. 42.
(67) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 623.
(68) *Ibid*, p. 623.
(69) *Ibid* p. 641.
(70) *Ibid*, p. 638.
(71) *Ibid*, pp. 638-643.
(72) *Ibid*, p. 631.
(73) Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways, MUTCD, edición 2003, incluyendo revision 1 de fecha Julio 21 de 2004, (Washington, D. C., U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2004), Sección 3B.16, p 3B-25
(74) *Ibid*, sección 2B.12, p. 2B-10.
(75) *Ibid*, sección 3B.16, pp. 3B-25 y 3B-26.
(76) Federal Highway Administration, Pedestrian Facility Users Guide. Providing Safety and Mobility. Publicacion No FHWA-RD-01-102 (McLean, Virginia, 2002), p. 59.

(77) Larimer *County Urban Area Street Standards*, (Larimer County, City of Loveland, City of Fort Collins, 2007), figura 8-19.
(78) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), pp. 631-632.
(79) *Ibid*, p. 632.
(80) *Ibid*, p. 323.
(81) *Ibid*, pp. 632-637.
(82) *Ibid*, p. 643.
(83) Enrique Balaguer Camphuis, Carlos Kraemer Heilperno, Sandro Rocci Boccaleri y Víctor Sánchez Blanco, *Trazado de Carreteras*, Cátedra de Caminos y Aeropuertos, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Universidad Politécnica de Madrid, 1989), p. 19-10.
(84) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D.C.: AAHSTO, 2001), pp. 198-203.
(85) *Ibid*, p. 203.
(86) Joel P. Leisch, P.E. y John M. Mason Jr., Ph.D., P.E., *Freeway and Interchange, Geometric Design Handbook*, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Washington, D.C., 2005), pp. 65-66.
(87) *Ibid* pp. 66-67.
(88) Pedro José Andueza Saavedra, *El Diseño Geométrico de Carreteras*, (Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, Talleres Gráficos Universitarios, Mérida, Venezuela, 1994), p. 414.
(89) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D.C.: AAHSTO, 2001), p. 203.
(90) *Ibid*, p. 203.
(91) *Ibid*, p. 205.
(92) *Ibid*, p. 205.
(93) *Ibid* p. 205.
(94) *Ibid*, pp. 220-228.
(95) *Ibid*, pp. 226-228.
(96) *Ibid*, p. 227.
(97) *Ibid*, p. 852.
(98) *Ibid*, p. 720.
(99) *Ibid*, p. 856.
(100) *Ibid*, p. 718.
(101) *Ibid*, p. 850.
(102) *Ibid*, p. 718.

(103) Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, second edition, (Institute of Transportation Engineers, Washington, D.C., 2002), pp. 6-23.

(104) *Access Management Manual*, Transportation Research Board of The National Academies (Washington, D.C.: 2003), pp. 309-310.

(105) American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways and streets*, 4a. ed. (Washington, D. C.: AAHSTO, 2001), p. 712.

(106) *Synthesis of the median U-turn intersection treatment, safety and operational benefits*. Ram Jagannathan. Prepared for FHWA, 3rd Urban street symposium. Seatle, Washington, 2007.

(107) *The traffic safety toolbox. A primer on traffic safety*, Institute of Transportation Institute, ITE, (Institute of Transportation Engineers, ITE, Washington, D. C., 1993), pp. 187-201.

(108) *Ibid*, pp. 71-73.

Consideraciones sobre los peatones

capítulo

7

Entre los usuarios de una intersección, los peatones deben tener la mayor atención posible, porque la seguridad de los mismos es uno de los objetivos fundamentales para el diseño de los distintos elementos de estas facilidades de la vía, y por su relación con la operación del tráfico vehicular y demás usuarios.

En capítulos anteriores se habló sobre la importancia de los flujos peatonales en el diseño operacional de las intersecciones, los cuales intervienen, entre otros factores, en la asignación de los tiempos de un semáforo. También se estudió la importancia de los peatones en el diseño de las curvas en las esquinas y otros componentes de las intersecciones. También pueden intervenir como justificativo para la instalación de un semáforo.

Además, existen una serie de elementos en el diseño de las intersecciones que están directamente relacionados con la seguridad y la movilidad de los peatones; uno de ellos se refiere a los pasos peatonales.

Los pasos peatonales demarcados deben ser provistos en todas las intersecciones donde exista o se prevean conflictos sustanciales entre los vehículos y los peatones. Debido a que los conflictos no necesariamente son una función directa de los volúmenes de tráfico, esta recomendación se debe aplicar a todas las vías de cualquier clasificación funcional y a todos los tipos de intersecciones: reguladas por semáforos, señal de pare o ceda el paso (1).

Los pasos peatonales demarcados cumplen con la función de informar a los peatones sobre la ubicación preferida de cruce, además de alertar a los conductores sobre su localización, y fijar la legalidad del mismo.

Los pasos peatonales no demarcados se utilizan normalmente en intersecciones no reguladas por semáforos, ni con señales de pare, o ceda el paso. Sin embargo, el hecho de que un cruce no esté demarcado no debe minimizar la importancia de la seguridad de los peatones y otros usuarios.

Si se utiliza un paso peatonal demarcado en una intersección sin ningún tipo de regulación, sin la existencia de otros elementos de protección, tales como islas de refugio, colores contrastantes en el pavimento, semáforos destellantes, etc., los mismos pueden resultar contraproducentes, ya que pueden crear una falsa impresión de seguridad al peatón. Esto es particularmente importante en vías multicanales de altos volúmenes de tránsito.

Un factor importante a considerar en el diseño de la intersección, es el garantizar que los peatones vean y sean vistos por los conductores de los vehículos, así como desde los desarrollos adyacentes. Es importante asegurarse de que el peatón tenga una buena visual hacia los vehículos que se acercan, desde cualquier punto del paso peatonal.

Los carros estacionados presentan un obstáculo que seriamente limita la habilidad de los conductores para ver a los peatones; por lo que, generalmente, se prohíbe el estacionamiento en una distancia de 6 m a partir del paso peatonal, pero se logra una mayor visibilidad cuando esta prohibición se hace hasta 15 metros a partir de la intersección (2).

Hoy en día, para incentivar el caminado, el diseño de las aceras incluye paisajismo y algunos elementos del mobiliario urbano, tales como refugios en las paradas de autobús, bancas y quioscos, lo cual mejora la estética del ambiente del peatón, pero a su vez pueden ser barreras para la distancia de visibilidad, por lo que hay que tomar en cuenta este aspecto, para llevar a cabo un diseño agradable, pero seguro.

Una medida utilizada algunas veces, para aumentar la seguridad de los peatones, consiste en ampliaciones de las esquinas de las aceras, también denominadas bulbos (ver figura 7-1). Con esta solución se reduce la distancia del cruce peatonal, se mejora la habilidad de los peatones y conductores de verse mutuamente, además de proporcionar mayor espacio para los que esperan para realizar dicho cruce. También permiten la ubicación apropiada de rampas para personas con impedimentos físicos (3).

Estas ampliaciones previenen que los vehículos se estacionen en, o demasiado cerca, de los pasos peatonales, o que bloqueen una rampa.

Una situación que se presta para estas ampliaciones son las intersecciones donde existe estacionamiento en la calle.

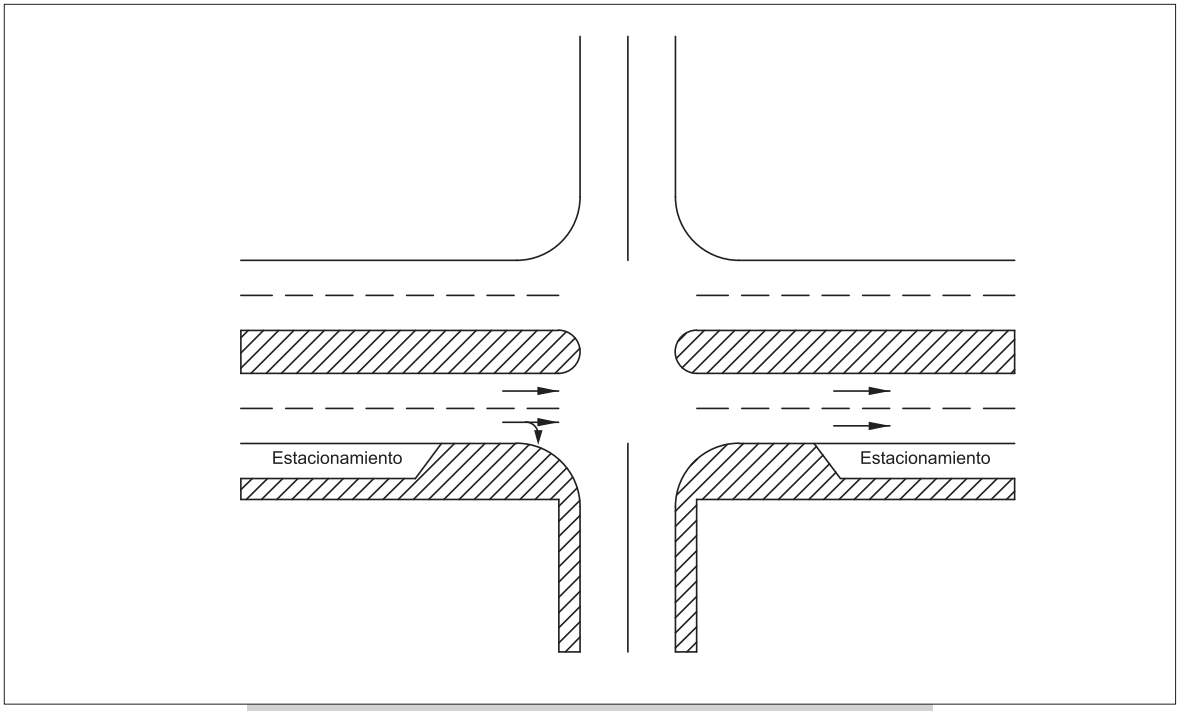


Figura 7-1 Ampliación de la esquina de las aceras
Fuente: Información de conocimiento general

Un elemento de diseño bastante utilizado hoy en día son las rampas en las esquinas, las cuales proporcionan una transición entre las aceras y la vía, y facilitan la transición de la acera a la calzada, fundamentalmente a las personas en sillas de ruedas, coches para niños, ancianos y otras personas con limitaciones de movilidad.

Las rampas comunmente utilizadas son las perpendiculares y las paralelas, las cuales se ilustran en la figura 7-2.

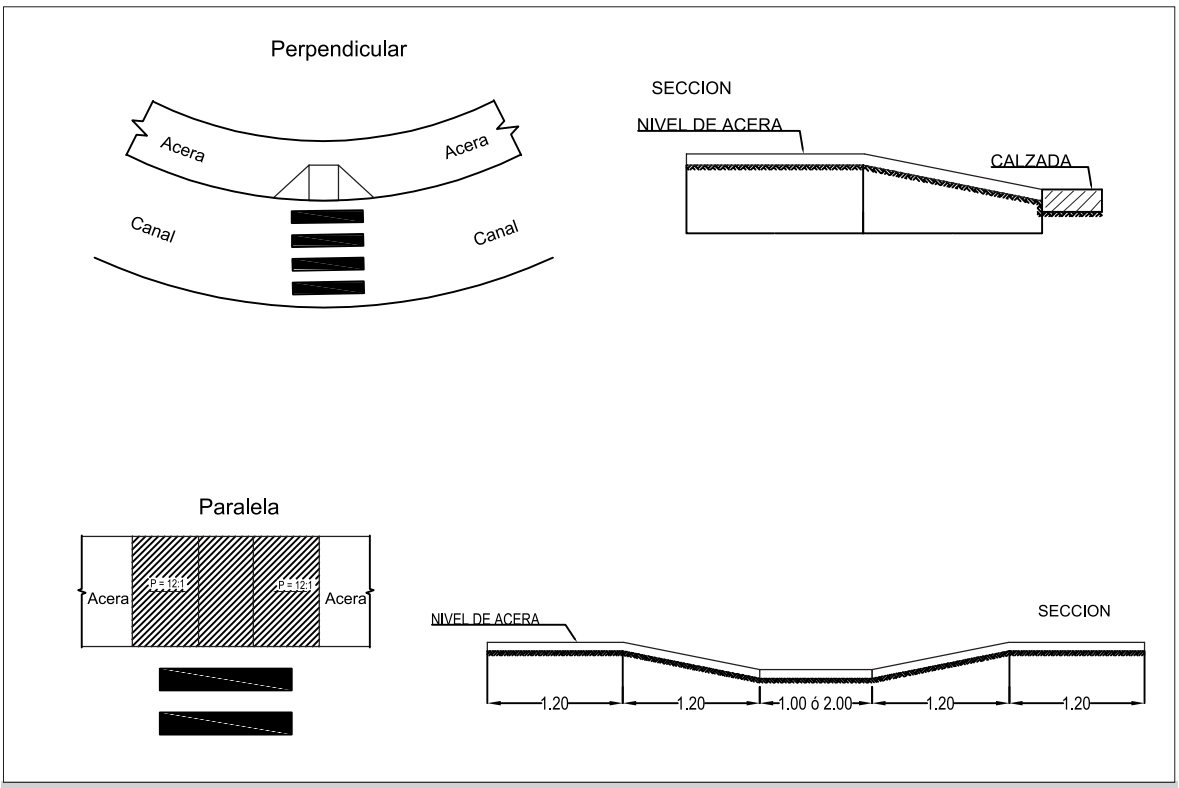


Figura 7-2 Rampas en las esquinas
Fuente: *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), figura 4-6, p. 40, con algunas modificaciones de acuerdo con informaciones de carácter general.

Una rampa bien diseñada debe contemplar un área de descanso en el tope de las perpendiculares, y en la base de las paralelas. También se requiere una superficie detectable de alerta de 60 cm de ancho en la parte inferior de la rampa, para proporcionar una indicación tangible del límite entre la acera y la calzada de la vía (4). Así mismo, su pendiente no debe ser mayor de 8,33 %, con un máximo de 10 % (5).

Es deseable que las aceras y los pasos peatonales estén alineados lo cual, típicamente, requiere dos rampas en cada esquina. En este caso, la dirección y la pendiente de la rampa ayudan a los peatones con impedimentos visuales para la orientación y guía del alineamiento para realizar el cruce. Sin embargo, cuando el radio en la esquina es grande no siempre es posible conseguir este alineamiento.

Algunos ingenieros, posiblemente para simplificar el proyecto, y probablemente para reducir costos, diseñan una rampa única en la esquina, pero esto debe evitarse por las complicaciones y peligro para los peatones.

Estas rampas centrales dirigen a las personas en sillas de ruedas hacia el tráfico y requieren girar en la base de la rampa. También, conducen a los peatones con impedimentos visuales a un alineamiento fuera del paso peatonal. Así mismo, en algunas

intersecciones, cerca de la esquina, pueden existir sumideros de rejilla, lo cual puede originar acumulaciones de agua y molestias a las ruedas de las sillas (6).

Otro elemento del diseño relacionado con los peatones es el ancho de la divisoria central. En muchas ocasiones, los peatones cruzan en un sector donde existe un separador central que forma parte de un canal de giro a la izquierda, y por lo tanto su ancho es menor que el de la divisoria central a lo largo de la vía. Tal como se estudió en el capítulo 6, sección 6.4.5, en estos casos hay que tomar en cuenta que si este separador es muy angosto se dificulta verlo, especialmente de noche y cuando está lloviendo. La manera más efectiva para asegurar una buena visibilidad es el empleo de un apropiado paisajismo, lo cual también contribuye a una mejor estética. Para obtener una efectiva separación entre las corrientes de tránsito, el ancho no debe ser menor de 1,20 m, y cuando hay presencia de peatones, el ancho considerado como un mínimo absoluto es de 1,80 m. Mientras que para proporcionar un apropiado paisajismo y lograr que los separadores sean bastante visibles, el ancho mínimo debe ser 1,80 m y preferiblemente 2,40 m (7).

Las divisorias centrales, generalmente, son utilizadas en las intersecciones de vías multicanales, obteniéndose el mayor beneficio en las vías de altos volúmenes de tránsito y altas velocidades. Constituyen un tratamiento efectivo para reducir los conflictos entre vehículos y peatones. Ellas proporcionan un refugio a los peatones que esperan por la siguiente oportunidad apropiada para continuar el cruce, ya que permiten hacerlo en etapas, en forma separada para cada sentido del tráfico, lo cual permite una mayor eficiencia para la operación de los semáforos, además de constituir una gran ayuda para los peatones más lentos. También proporcionan una barrera física con respecto al tráfico vehicular.

Las divisorias en las intersecciones deben hacerse completamente accesibles, mediante el uso de rampas o cortes en las mismas, y además se deben proporcionar advertencias detectables para ayuda de las personas con impedimentos visuales. Por otra parte, cuando se siembra vegetación en la divisoria, la misma no debe obstruir la visual entre los peatones y los conductores.

7.1 Aceras

Las aceras, en forma continua, deben colocarse a ambos lados de las vías arteriales, colectoras y locales, en áreas urbanas y suburbanas, y deben conectarse con las calzadas cuando se acercan a las intersecciones. Cuando están apropiadamente diseñadas, proporcionan movilidad, accesibilidad y seguridad a los peatones y demás usuarios de la intersección.

Aunque en áreas rurales es menos común el uso de aceras, hay que tomar en cuenta que la potencialidad de choques de los vehículos con peatones es mayor en muchas

de estas áreas, debido a las mayores velocidades y ausencia de iluminación, por lo que es recomendable proporcionarlas en aquellos sectores donde se exista concentración de peatones, cerca o a lo largo de la vía, y en aquellos sitios donde exista una potencialidad para la ocurrencia de conflictos entre peatones y vehículos. Así mismo, cuando existen áreas residenciales aisladas, las mismas deben conectarse con el resto de las comunidades rurales, como escuelas, áreas comerciales, recreacionales, etc.

En las vías rurales, las aceras deben estar bastante separadas de la calzada. Cuando existen hombrillos, deben colocarse, como mínimo, al borde de los mismos. En estas áreas, algunas veces no se utilizan aceras en relieve, sino que se construyen caminerías a nivel, las cuales pueden ser pavimentadas o no, y están separadas de la calzada por el hombrillo y/o una franja con grama o paisajismo sin brocales, lo cual está en concordancia con el ambiente rural, y es más seguro y más cómodo que el permitir que los peatones caminen por el hombrillo.

El ancho de las aceras depende, en buena medida, del volumen de peatones, lo cual se estudia en detalle en la sección 7.3. De todas maneras, para que dos peatones adultos puedan caminar confortablemente, uno al lado del otro, o se puedan realizar adelantamientos de los más lentos, se requiere por lo menos 1,50 m, por lo que este valor se debe tomar como el mínimo ancho para estas facilidades (8).

De acuerdo con la clasificación funcional y a la localización de las vías, los anchos mínimos recomendados para las aceras, en áreas urbanas, se muestran en la tabla 7-1.

Los valores indicados en la tabla 7-1 representan anchos libres sin obstrucciones, pero se puede aceptar la presencia de algunos obstáculos puntuales, siempre que quede libre un ancho de 1,20 m, que permita el manejo de una silla de ruedas. De todas maneras, se deben hacer todos los esfuerzos para localizar los postes de alumbrado o de semáforos, señales, hidrantes, buzones de correo, parquímetros, bancas y otro tipo de mobiliario, fuera de la acera. Cuando esto no sea posible, el mobiliario urbano y otras obstrucciones se deben colocar consistentemente, de tal manera que quede una zona despejada para los peatones con impedimentos visuales, y se debe aumentar el ancho de la acera para ubicar esta línea de obstáculos (9).

Tabla 7-1. Anchos mínimos de aceras en áreas urbanas

Tipo y localización de la vía	Ancho mínimo de acera (m)
Local o colectora	1,50
Arterial	1,80 a 2,40
Vías del casco central	2,40 a 3,60*
A lo largo de parques, escuelas, y otros generadores mayores de peatones	2,40 a 3,00

* En las áreas comerciales, el mínimo es de 2,40 m cuando existe una franja de grama o paisajismo, o 3,60 cuando no existe dicha franja.
Fuente: *Pedestrian Facilities Users Guide*, Publication Nº FHWA-RD-01-102, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (Federal Highway Administration, McLean, Virginia, 2002), p. 148.

Un elemento muy importante, relacionado con las aceras, es la incorporación de una franja amortiguadora entre el borde del brocal de la calzada y la acera, sembrada con grama, plantas o con algún tratamiento paisajístico, la cual proporciona una separación física entre el peatón y el tráfico vehicular, ofreciendo mayores niveles de seguridad y confort a los peatones. Esta franja, además, proporciona espacio para colocar servicios públicos y otros elementos del mobiliario urbano, ya que la presencia de estos objetos en la acera representa un peligro, así como impedimentos a la libre circulación de los peatones.

El uso de franjas de grama, plantas u otro tratamiento paisajístico, entre la acera y el borde del brocal, proporciona una separación entre el peatón y la vía, y mejora la seguridad y el confort de los peatones, e impide el salpicado cuando está lloviendo. Además, proporciona espacio para colocar servicios y otros objetos requeridos.

Esta franja también proporciona un mayor espacio para la construcción de las rampas, y permite una mejor operación en las conexiones de acceso.

Para cumplir con estos objetivos, es recomendable un ancho mínimo de 0,6 a 1,20 m en las vías locales o colectoras; y de 1,20 a 1,80 m en las arteriales (10).

Sin embargo, cuando esta franja, además, tiene el objetivo de proporcionar una separación con los desarrollos adyacentes, para mitigar los impactos negativos del tráfico, como el ruido, contaminación ambiental e intrusión visual, así como cuando se utiliza como embellecimiento paisajístico, es conveniente que el ancho sea mucho mayor, recomendándose valores iguales o mayores a 6 metros en las arteriales principales y 4,50 m en las arteriales menores (10). En estos casos, es muy conveniente que la acera se construya dentro de esta franja, con una apropiada conexión hacia las esquinas y hacia las paradas de transporte público.

7.2 Peatones con impedimentos

Cada día se tiene mayor conciencia sobre la necesidad de tomar en cuenta la presencia de personas con algún impedimento, en el diseño de las intersecciones y de otros elementos de las vías. Estos impedimentos están referidos al andar, la visión u otros.

Los aspectos del diseño, relacionados con los peatones con impedimentos, algunos ya mencionados en las secciones anteriores, incluyen el empleo de rampas en las esquinas y rampas y cortes en los brocales, para proporcionar un camino a nivel, en las islas de refugio.

Para tomar en cuenta a los usuarios con sillas de ruedas, y los peatones con otros impedimentos, la pendiente transversal de las aceras debe limitarse hasta 50:1, y las pendientes longitudinales a 8% (11).

El aprovechamiento de las nuevas tecnologías permite aplicarlas como ayudas a los peatones con impedimentos visuales, tales como la orientación de los mismos hacia los dispositivos de semáforos, y hacia los pasos peatonales.

La tecnología también está relacionada con la detección de los peatones y su orientación respecto a los elementos de regulación del tránsito. Por ejemplo, algunas veces se emplean señales sonoras relacionadas con las indicaciones de los semáforos. Otras veces se utilizan elementos de iluminación accionada por la presencia de peatones.

Algunas de estas medidas, además de orientar a los peatones, pueden aumentar el nivel de alerta de los conductores sobre la presencia de peatones en los pasos peatonales.

También se hace uso de pisos de texturas diferentes para identificar los pasos peatonales.

Existen dispositivos, llamados semáforos peatonales accesibles, los cuales transmiten información en formatos no visuales, tales como tonos audibles, mensajes verbales y superficies vibratorios; los cuales pueden proporcionar información importante a los peatones, incluyendo: existencia y localización de botones pulsadores, inicio de los intervalos de paso peatonal y del intervalo de despeje, dirección de los pasos peatonales, localización de la acera de destino, etc. (12).

7.3 Diseño y operación de las facilidades peatonales en las intersecciones

En las secciones anteriores se indicaron las dimensiones mínimas de algunas facilidades para el uso de los peatones, tales como aceras y divisorias centrales, señalándose que dichas dimensiones pueden ser mayores, dependiendo de los volúmenes peatonales y de las condiciones particulares de cada intersección.

En el presente capítulo, se tratarán diferentes aspectos relacionados con el diseño y operación de estas facilidades, tanto en vías existentes como en las que estén en proceso de proyecto, para lo cual se utilizarán todos los conceptos y metodologías proporcionados por el *Higway Capacity Manual* (HCM), en los capítulos 11 y 18, por lo que se recomienda el estudio de este material para un mejor tratamiento del tema (13), los cuales se han empleado extensamente en la presente sección.

Para el análisis del comportamiento de los peatones, lo primero es considerar el espacio básico ocupado por los mismos, para lo cual se supone una elipse simplificada del cuerpo de 0,50 m x 0,60m, con un área total de 0,30 m^2. Esto representa el mínimo práctico para un peatón parado. Al considerar una zona amortiguadora para cada peatón, para la evaluación de una facilidad, se usa un área de 0,75 m^2 para cada uno.

Por otra parte, un peatón caminando requiere una cierta distancia hacia adelante, la cual constituye una dimensión crítica, ya que la misma determina la velocidad de caminado y el número de peatones que son capaces de pasar por un punto durante un período de tiempo dado.

7.3.1 Ancho efectivo de un camino peatonal

Este ancho se refiere a la porción de un camino peatonal que puede ser usado efectivamente para los movimientos peatonales. Así, por ejemplo, se sabe que los peatones en movimiento se retiran del brocal de la acera y no se pegan contra las paredes de las edificaciones, por consiguiente, este espacio no usado se debe descontar cuando se analiza una facilidad peatonal. Así mismo, cuando existen obstrucciones físicas, tales como postes, señales, hidrantes, buzones de correo y parquímetros, debe excluirse una franja del ancho existente, para determinar el ancho efectivo.

Cuando los peatones no están en movimiento, sino que están parados, por ejemplo, en una zona de espera, igualmente la existencia de obstáculos implica que, para determinar el ancho efectivamente utilizado, el espacio ocupado por estos obstáculos debe descontarse del ancho real existente.

Una situación importante a considerarse, se refiere al caso cuando existe estacionamiento en la vía, pues las personas que salen o entran a un vehículo crean conflictos inesperados a mitad de cuadra; la apertura de la puerta para salir del vehículo estacionado es especialmente peligrosa.

El ancho efectivo de una acera, u otro camino peatonal, es la porción de la misma que puede ser usada efectivamente por los peatones. Diversos obstáculos ocasionan que los peatones se alejen de los mismos.

El ancho efectivo se calcula por:

$$W_E = W_T - W_O \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (ec. 7-1)}$$

Donde:
W_E = Ancho efectivo (m)
W_T = Ancho total (m)
W_O = Suma de anchos ocupados y de alejamiento desde la obstrucción (m).

El ancho efectivo depende de la existencia de obstáculos, los cuales ocupan un espacio, dependiendo de las dimensiones físicas y de su localización respecto a los bordes de la acera. También hay que considerar que el peatón, al pasar frente al obstáculo, lo esquiva, alejándose del mismo. Por lo tanto, el valor a restar, para obtener el ancho efectivo, está compuesto por el espacio ocupado más la distancia de alejamiento.

Cuando existe una franja amortiguadora, entre la calzada y la acera, el ancho ocupado es cero, y la distancia de alejamiento también es cero. En cambio, si no existe esta franja, el ancho ocupado sigue siendo cero, pero la distancia de alejamiento está en el orden de 0,3 a 0,5 m, dependiendo de la clasificación de la vía, del volumen de tránsito y de la velocidad del mismo.

Cuando existen obstáculos, el ancho ocupado, aproximadamente, se puede obtener por la tabla 7-2; y la distancia de alejamiento está en el orden de 0,3 a 0,5 m.

Tabla 7-2. Ancho que ocupa un obstáculo en una acera o camino peatonal

Tipo de obstáculo	Ancho aproximado que ocupa el obstáculo (m)
Postes de luminarias	0,8 – 1,1
Postes y gabinetes de semáforos	0,9 – 1,2
Gabinetes de alarmas de fuego	0,8 – 1,1
Hidrantes	0,8 – 0,9
Señales viales	0,6 – 0,8
Parquímetros	0,6
Buzones de correo (0,5 m x 0,5 m)	1,0 – 1,1
Cabinas telefónicas (0,8 m x 0,8 m)	1,2
Cestas para basura	0,9
Bancas	1,5
Árboles	0,6 – 1,2
Materos	1,5
Quioscos de periódicos	1,2 – 4,0
Quioscos de ventas	Variable
Avisos publicitarios	Variable
Cafés en las aceras (dos filas de mesas)	2,1
Columnas	0,8 – 0,9
Escalinatas de entrada	0,6 – 1,8
Portones	1,5 – 2,1
Conexiones de tuberías	0,3
Parales de toldos	0,8
Entradas y salidas de garajes	Variable
Conexiones de enlaces	Variable

Nota: La distancia de alejamiento del peatón, para evitar el obstáculo, está entre 0,3 y 0,5 m. Los anchos se miden desde el brocal hasta el borde del obstáculo, o desde la fachada de la edificación hasta el borde del obstáculo.
Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HCM 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla 18-2, p. 18-3.

7.3.2 Tipos de facilidades a considerar en el análisis

Para el análisis operacional, y su diseño, se consideran tres tipos de facilidades:

- Facilidades con flujo peatonal continuo
- Áreas de espera
- Facilidades con flujo peatonal interrumpido

7.3.3 Facilidades con flujo peatonal continuo

Estas incluyen las aceras y otros caminos peatonales, en donde los flujos peatonales no están sometidos a interrupciones fijas. Al igual que para otros elementos de las vías, dedicados a los flujos vehiculares, para el análisis se considera el nivel de servicio.

La principal medida de efectividad que permite apreciar la diferencia de una situación respecto a otra, en cuanto al grado de satisfacción en una facilidad peatonal, es la densidad, expresada como el número de personas por m^2 (p/m^2). Sin embargo, esta no es bien entendida por algunos analistas, por lo que se prefiere trabajar con el inverso, lo cual lleva a considerar la llamada ocupación, que se expresa en m^2/p, y representa el área (m^2) dedicada a cada peatón; siendo ésta la variable principal para definir los niveles de servicio.

Otros indicadores importantes, para apreciar el grado de satisfacción entre los peatones, es la probabilidad de tener conflictos, la habilidad de cruzar una corriente de peatones, la facilidad para realizar maniobras de adelantamiento de los peatones más lentos, y la habilidad para mantener el flujo en la menor dirección, todo lo cual también se relaciona con la ocupación.

Otro criterio importante para definir los niveles de servicio es la velocidad, expresada en personas por minuto y por metro de ancho del camino peatonal (p/min/m), debido a que la misma se puede observar y medir fácilmente, y porque es un descriptor del servicio que los peatones perciben. Por otra parte, al igual que lo que ocurre con el tráfico vehicular, estudiado en el capítulo 1 del texto, en los flujos peatonales también se puede establecer una relación entre la velocidad y el espacio ocupado por los peatones.

La tabla 7-3 muestra la ocupación y el flujo peatonal, así como una descripción cualitativa, para cada uno de los niveles de servicio.

Conocidas la ocupación y la velocidad, se puede determinar el flujo peatonal (el cual se expresa en personas/min y por metro lineal de ancho, es decir, p/min/m), pues, al igual que en el tráfico vehicular (ver capítulo 1), aquí también se aplica la relación fundamental:

Rata de flujo peatonal = Velocidad x Densidad…..…….. (ec. 7-2)

Y, si reemplazamos la densidad por el inverso de la ocupación, podemos escribir:

Rata de flujo peatonal = Velocidad/Ocupación……. (ec. 7-3)

Las medidas de eficiencia indicadas en la tabla 7-3 están referidas a condiciones promedio del flujo peatonal, durante un período relativamente largo, tal como 15 minutos; sin embargo, en algunas ocasiones pueden ocurrir variaciones durante cortos períodos, como por ejemplo, durante 1 a 2 minutos, en donde el flujo peatonal, aleatoriamente, aumenta sustancialmente, formando pelotones.

Tabla 7-3. Descripción de los niveles de servicio en los caminos peatonales

Nivel de servicio	Espacio ocupado (m^2/p)	Rata de flujo (p/min/m)	Descripción
A	> 5,6	≤16	Los peatones se mueven en sus trayectorias deseadas, sin alterar sus movimientos en respuesta a otros peatones. Las velocidades de caminado son seleccionadas libremente, y los conflictos entre peatones son improbables.
B	> 3,7 – 5,6	> 16 – 23	Existe suficiente área para que los peatones seleccionen libremente sus velocidades de caminado, para adelantar a otros peatones, y para evitar conflictos de cruce. Los peatones comienzan a sentir la presencia de otros peatones, y para responder a su presencia cuando selecciona una trayectoria de caminado.
C	> 2,2 – 3,7	> 23 – 33	El espacio es suficiente para velocidades de caminado normales, y para adelantar a otros peatones en corrientes unidireccionales. Movimientos de cruce o en la dirección opuesta pueden causar conflictos menores, y las velocidades y la rata de flujo son algo menores.
D	> 1,4 – 2,2	> 33 – 49	En este nivel está restringida la libertad para seleccionar la velocidad individual de caminado y para adelantar a otros peatones. Los movimientos de cruce y en el sentido contrario encaran una alta probabilidad de conflictos, requiriendo cambios frecuentes en la velocidad y en la posición. Este nivel proporciona flujo razonablemente fluido, pero es probable la fricción y la interacción entre peatones.
E	> 0,75 – 1,4	> 49 – 75	Virtualmente todos los peatones restringen su velocidad normal de caminado, ajustando frecuentemente su marcha. Cerca de 0,75 m^2/p, el movimiento hacia adelante es posible solamente con movimientos desordenados y esquivando. El espacio es insuficiente para adelantar a los peatones más lentos. Los movimientos de cruce o en sentido contrario son posibles con dificultades extremas. Los volúmenes de diseño se acercan al límite de la capacidad del camino peatonal, con paradas e interrupciones del flujo peatonal.
F	≤0,75	Variable	Todas las velocidades de caminado están severamente restringidas, y el avance hacia adelante s e hace solamente con movimientos desordenados y esquivando. Existen frecuentemente contactos inevitables con otros peatones. Los movimientos de cruce y en sentido contrario son virtualmente imposibles. El flujo es esporádico e inestable. El espacio es más característico de peatones en cola que de corrientes peatonales en movimiento.

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual,* HCM 2000, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla 11-8, p. 11-9.

Los pelotones se refieren a un número de peatones caminando juntos en un grupo, generalmente involuntariamente.

Estos casos de variaciones aleatorias del flujo y de formación de pelotones, se pueden observar cerca de las paradas de transporte público, donde en cortos períodos puede haber un incremento del flujo peatonal, mientras en otros el flujo es muy bajo.

También, la presencia de semáforos, en donde los peatones pasan en cortos períodos y luego son detenidos, produce estos cambios aleatorios en el flujo y la formación de pelotones.

No solamente interviene en la formación de pelotones el semáforo de la intersección en estudio, sino también los tiempos y desfases respecto al semáforo corriente arriba.

Los pelotones también se pueden formar si el paso es impedido debido a un espacio insuficiente, y los peatones más rápidos deben disminuir su velocidad detrás de los caminantes lentos.

Una medida suplementaria, que también está relacionada con el nivel de servicio, utilizada frecuentemente, es la rata de flujo unitario peatonal, la cual resulta muy fácil de medir en el campo. Si hacemos un conteo de peatones durante los 15 minutos pico, y determinamos el ancho efectivo de la acera o camino peatonal, podemos calcularla, de acuerdo con la ecuación 7-4.

$$v_p = V_{15}/(15 \times W_E) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{(ec. 7-4)}$$

Donde:

v_p = Rata de flujo unitario peatonal (p/min/m)

V_{15} = Volumen de peatones en los 15 minutos pico (p/15 min)

W_E = Ancho efectivo de la acera o camino peatonal (m)

Por último, otra medida suplementaria del nivel de servicio de una facilidad con flujo peatonal continuo, es la relación Rata de flujo peatonal/Capacidad (relación v/c), la cual se puede calcular asumiendo que la capacidad es: c = 75 p/min/m.

La tabla 7-4 muestra, para cada nivel de servicio, la ocupación que constituye la medida principal para su definición, y todos los demás criterios suplementarios: velocidad, rata de flujo unitario, relación v/c, utilizados en las aceras y caminos peatonales.

Tabla 7-4. Criterios para los niveles de servicio para flujo promedio en aceras y caminos peatonales

Nivel de servicio	Espacio (m^2/p)	Rata de flujo peatonal (p/min/m)	Velocidad (m/s)	Relación v/c
A	>5,6	≤16	>1,30	≤0,21
B	>3,7 -5,6	>16 -23	>1,27 -1,30	>0,21 -0,31
C	>2,2 -3,7	>23 -33	>1,22 -1,27	>0,31 -0,44
D	>1,4 -2,2	>33 -49	>1,14 -1,22	>0,44 -0,65
E	>0,75 -1,4	>49 -75	>0,75 -1,14	>0,65 -1,00
F	≤0,75	Variable	≤0,75	Variable

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, HCM 2000, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla 18-3, p. 18-4.

Los valores límite de niveles de servicio indicados en la tabla 7-4 no toman en cuenta el flujo en pelotones, sino que asumen un flujo promedio a través del ancho efectivo.

Si estamos interesados en conocer las condiciones cuando existe la posibilidad de que se formen pelotones, se puede utilizar la tabla 7-5, la cual muestra los límites de los niveles de servicio.

De todas maneras, aunque exista la formación de pelotones o de otros patrones de flujo, a las tablas 7-4 y 7-5 se entra con la rata de flujo unitario promedio, calculada por la ecuación 7-4.

Tabla 7-5. Criterios para niveles de servicio ajustados por formación de pelotones, para aceras y caminos peatonales

Niveles de servicio	Espacio (m^2/p)	Rata de flujo peatonal (p/min/m)
A	>49	≤1.6
B	>8 - 49	>1.6 - 10
C	>4 - 8	>10 - 20
D	>2 - 4	>20 - 36
E	>1 - 2	>36 - 59
F	≤1	>59

Nota: Las ratas de flujo representan promedios en períodos de 5 a 6 minutos.
Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, HCM 2000, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla18-4, p. 18-5.

Ejemplo 1

Se quiere diseñar una acera, para que opere a nivel de servicio B, en una vía con un volumen de tráfico moderado. La acera está limitada por brocales sin franja amortiguadora, de un lado, y por una fachada con comercios, del otro. Se estima que el flujo peatonal será de 825 p/15 minutos.

En primer lugar, determinamos el flujo por minuto:

Flujo por minuto = 825/15 = 55 p/min

De acuerdo con la tabla 7-4, para un nivel de servicio B la rata de flujo peatonal está en el rango de 16 a 23 p/min/m. Tomando el límite superior, podemos calcular, aplicando la ec. 7-4, el ancho efectivo por:

Ancho efectivo W_E = 55/23 = 2,4 m.

Podemos chequear lo que pasará si existe la formación de peatones, para lo cual entramos con 55/2,4 = 22,9 p/min/m en la tabla 7-5, y encontramos que el nivel de servicio es D (rata de flujo entre 20 y 36 p/min/m).

Esta comprobación es útil, para que el ingeniero vea las consecuencias cuando existan pelotones. Si la formación de pelotones es muy esporádica, probablemente no se requiera ningún ajuste en el ancho calculado. Si las condiciones del ambiente circundante hacen suponer que los pelotones se formarán frecuentemente, el ingeniero puede decidir aumentar un poco el ancho. En este caso particular observamos que 22,9 está muy cerca del límite inferior 20, es decir, que estamos muy cerca del nivel de servicio C.

Una vez conocido el ancho efectivo, calculamos el ancho total de la acera, para lo cual utilizamos la ec. 7-1.

$W_E = W_T - W_O$ …….. (ec. 7-1)

Despejamos: $W_T = W_E + W_O$

Para determinar el ancho W_O, tenemos lo siguiente:

De un lado existe el brocal, sin franja amortiguadora, y considerando que el volumen de tráfico es moderado, tomamos un ancho de alejamiento de 0,5 m.

En el otro borde, tratándose de un área comercial, posiblemente habrá vitrinas de exhibición, con personas paradas mirando, y podemos asumir un ancho ocupado de 0,60 m, más una distancia de alejamiento de 0,3 m, para un total de 0,9 m.

Entonces: $W_O = 0,5 + 0,9 = 1,4$ m.

Ancho de acera = $W_T = 2,4 + 1,4 = 3,8$ m

Ejemplo 2

Se quiere determinar el ancho de un paso peatonal, en una intersección, para un nivel de servicio B, sabiendo que el flujo peatonal, durante el intervalo verde, es de 58 p/min.

En la tabla 7-4, para un nivel de servicio B, la rata de flujo peatonal está en el rango de 16 a 23 p/min/m. Tomando el límite superior, podemos calcular, aplicando la ec. 7-4, el ancho del paso peatonal por:

Ancho paso peatonal = 58/23 = 2,5 m.

Tomamos un ancho de 3,0 metros.

Vamos a chequear lo que pasa con la formación de peatones, para lo cual entramos con 58/3 = 19,3 p/min/m en la tabla 7-5, y encontramos que el nivel de servicio es C (rata de flujo entre 10 y 20 p/min/m).

Para diseñar una facilidad peatonal, lo podemos hacer para que satisfaga las condiciones promedio, y entonces utilizamos la tabla 7-4, para los flujos promedio sobre un período largo (15 minutos), o también podemos considerar las condiciones cuando se forman pelotones, lo cual equivale a considerar la mayor demanda que ocurre en cortos períodos de tiempo, y utilizamos la tabla 7-5. Para tomar la decisión de cuál solución emplear, el ingeniero debe hacer una evaluación, considerando el beneficio a los peatones, el espacio disponible, la frecuencia con que ocurren los pelotones, los costos y otras consideraciones.

7.3.4 Áreas de espera

Para la definición de los niveles de servicio en las áreas donde los peatones se paran en cola, para cruzar, tales como en las esquinas de las aceras, en las islas triangulares, en las divisorias centrales, también se toma como criterio principal la ocupación promedio (m^2/p), lo cual influye en el confort personal y en el grado de movilidad interna. La tabla 7-6 muestra la descripción de los niveles de servicio para el caso de las áreas de espera.

Tabla 7-6. Descripción de los niveles de servicio en las áreas de espera

Nivel de servicio	Espacio promedio ocupado (m^2/p)	Descripción
A	> 1,2	El permanecer parado y la libre circulación a través del área de espera es posible sin interrumpir a otras personas dentro de la cola.
B	> 0,9 – 1,2	Es posible permanecer parado y una circulación parcialmente restringida para evitar interrumpir a otras personas en la cola.
C	> 0,6 – 0,9	Es posible permanecer parado y una circulación restringida a través del área de espera interrumpiendo otras personas en la cola; la densidad está dentro del rango del confort personal.
D	> 0,3 – 0,6	Es posible permanecer parado sin tocar a otras personas; la circulación está severamente restringida dentro de la cola y el movimiento hacia adelante es posible solamente como un grupo; esperas largas con esta densidad es incómodo.
E	> 0,2 – 0,3	Es inevitable el permanecer parado en contacto físico con otras personas; la circulación dentro de la cola no es posible; la espera se puede mantener solamente para un período corto sin una incomodidad seria.
F	≤0,2	Virtualmente, todas las personas dentro de la cola están paradas en contacto físico con otras personas; esta densidad es extremadamente incómoda; no es posible moverse dentro de la cola; en esta densidad existe la potencialidad de pánico en grandes multitudes.

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, HCM 2000, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla 11-9, p. 11-10.

Ejemplo 3

En una intersección regulada por semáforos, se tiene previsto construir una isla triangular de refugio. Una estimación de la demanda peatonal indica que, en un momento dado, se pueden congregar 8 peatones en dicha isla. Se quiere determinar el área mínima, para un nivel de servicio C.

En la tabla 7-6 vemos que, para un nivel de servicio C, el espacio está en el rango de 0,6 a 0,9 m^2/p. Tomando el límite inferior, calculamos el área efectiva por:

Área efectiva = $8 \times 0{,}6 = 4{,}8\ m^2$

A esta área hay que agregarle el espacio ocupado por los obstáculos que puedan existir, tales como postes para semáforos, señales verticales, etc.

Un procedimiento similar se puede utilizar para analizar una divisoria central.

Ejemplo 4

En una esquina de una intersección se conoce que, en un momento dado, estarán presentes 12 peatones. Se quiere conocer cuál es el área necesaria para un nivel de servicio B.

En la tabla 7-6, para un nivel de servicio B, el espacio requerido está en el rango de 0,9 a 1,2 m^2/p. Tomando el límite inferior, el área efectiva se calcula por:

Área efectiva = 12 x 0,9 = 10,8 m^2

Este resultado es aproximado, porque el análisis de las esquinas presenta cierta complejidad. Existen dos tipos de requerimientos de áreas peatonales en las esquinas:

Primero: un área de circulación para acomodar a los peatones que cruzan durante la fase verde, los que se mueven para agregarse a la cola que espera durante la fase roja, y los que se mueven entre las dos aceras.

Segundo: un área para acomodar los peatones que esperan durante la fase roja.

El HCM aplica una metodología un poco compleja, para el análisis de diferentes situaciones, para estudiar el comportamiento de las esquinas. Dicha metodología considera la disponibilidad de un espacio y de un tiempo, y la compara con la demanda peatonal. El parámetro crítico para el análisis es el producto del tiempo y el espacio (tiempo-espacio), debido a que el diseño físico limita el espacio disponible y los controles de semaforización limitan el tiempo disponible. Se recomienda recurrir al método del HCM para un estudio detallado de este método.

En el ejemplo 3, para el diseño se utilizó el nivel de servicio C, mientras que en el ejemplo 4 se ha empleado el nivel de servicio B. El ingeniero debe decidir, en cada situación particular, cuál es el nivel de servicio más apropiado, y las consecuencias de aceptar o no un nivel de servicio inferior. Hay situaciones, como las islas de refugio, en donde se pueden admitir ciertas restricciones, debido al poco tiempo que van a permanecer los peatones esperando, y podemos adoptar, para el diseño, un nivel de servicio C, y quizás en algunas circunstancias el D. En cambio, en las esquinas, en donde se requiere una mayor libertad, para permitir el movimiento de los peatones que cruzan la vía y los que siguen por la acera, es conveniente diseñar con mayor holgura, tal como el nivel de servicio B.

7.3.5 Facilidades con flujo peatonal interrumpido

Estas facilidades comprenden los casos de aceras y caminos peatonales, cuando el flujo peatonal es interrumpido, por la presencia de un semáforo, o en las intersecciones sin semáforo.

En las intersecciones con semáforo, los peatones esperan por las indicaciones del mismo, que les permita realizar el cruce, mientras que en intersecciones no reguladas por semáforos, los peatones esperan por una brecha aceptable, en la corriente de tráfico, para pasar.

En las intersecciones semaforizadas, el criterio para definir los niveles de servicio, es la demora promedio que experimentan los peatones.

Esta es una medida que afecta sustancialmente el comportamiento de los peatones. Cuando es superior a 30 segundos, ellos se impacientan y pueden tomar decisiones que implican un riesgo para su seguridad. Este efecto se explica mediante la probabilidad de no acatamiento por parte de los peatones, independientemente de las indicaciones de los semáforos.

La tabla 7-7 muestra, para cada nivel de servicio, la demora promedio y la probabilidad de no acatamiento, en las intersecciones reguladas por semáforos.

Tabla 7-7. Criterios de niveles de servicio para peatones en intersecciones semaforizadas

Nivel de servicio	Demora peatonal (s/p)	Probabilidad de no acatamiento
A	<10	Baja
B	≥10 - 20	
C	>20 - 30	Moderada
D	>30 - 40	
E	>40 - 60	Alta
F	>60	Muy alta

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, HCM 2000, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla 18-9, p. 18-8.

Los valores de la tabla 7-7 asumen bajos y moderados volúmenes de tráfico en conflicto con los peatones. En las intersecciones con altos volúmenes vehiculares, los peatones tienen poca posibilidad de selección y les toca que esperar por la indicación del semáforo para pasar, y el no acatamiento se reduce.

En las intersecciones no reguladas por semáforos, el criterio para definir los niveles de servicio también es la demora promedio de los peatones. En estos casos, los

peatones toleran menos las demoras que para las intersecciones semaforizadas. La tabla 7-8 muestra, para cada nivel de servicio, la demora promedio y la probabilidad de no acatamiento, en estas facilidades.

La demora promedio por peatón en las intersecciones se puede obtener por mediciones de campo, cuando se trata de una vía existente, o mediante las aplicaciones de los procedimientos del HCM, los cuales se pueden utilizar para una nueva vía o para una existente. Se recomienda recurrir a este manual para un tratamiento profundo del tema.

Un análisis completo de una esquina en una intersección debe contemplar todos los factores involucrados. Se deben considerar, por una parte, los resultados del análisis de los niveles de servicio para el área de espera, aplicando los conceptos estudiados en la sección 7.3.4 y, por otra parte, los niveles de servicio tomando en cuenta la demora promedio de los peatones.

Un análisis detallado de estos factores puede conducir a diferentes medidas correctivas, algunas de las cuales incluyen la ampliación de las aceras, imponer restricciones para el giro de los vehículos, o cambios en los tiempos de los semáforos, entre otras.

Tabla 7-8. Criterios de niveles de servicio para peatones en intersecciones no semaforizadas

Nivel de servicio	Demora peatonal (s/p)	Probabilidad de no acatamiento
A	<5	Baja
B	≥5 - 10	
C	>10 - 20	Moderada
D	>20 - 30	
E	>30 - 45	Alta
F	>45	Muy alta

Fuente: Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual*, HCM 2000, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), tabla 18-13, p. 18-15.

7.4 Paradas de autobuses

Las intersecciones son, generalmente, sitios deseables para la localización de paradas de autobuses, las cuales requieren un espacio amplio para la espera de los pasajeros. Deben ser capaces de acomodar la demanda en la hora pico y ser accesibles a todos los usuarios.

Para el diseño de las áreas de espera en las paradas de autobuses, se emplea la tabla 7-6, recomendándose un nivel de servicio C a D (o mejor) (14) y, para considerar la distancia de alejamiento del borde del brocal, se aconseja sumar, al ancho efectivo, un

valor de 0,5 m. Por otra parte, es importante que el área de espera no interfiera con los peatones que circulan por la acera.

Referencias bibliográficas

(1) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), p. 36.

(2) *Ibid*, p. 39.

(3) *Pedestrian Facilities Users Guide*, Publication Nº FHWA-RD-01-102, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (Federal Highway Administration, McLean, Virginia, 2002), p. 69.

(4) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), pp. 40-41.

(5) *Pedestrian Facilities Users Guide*, Publication Nº FHWA-RD-01-102, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (Federal Highway Administration, McLean, Virginia, 2002), p. 44.

(6) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), p. 41.

(7) Transportation Research Board of the National Academies, *Access Management Manual*, (Transportation Research Board, Committee on Access Management, Washington, D. C., 2003), pp. 292-293.

(8) *Pedestrian Facilities Users Guide*, Publication Nº FHWA-RD-01-102, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (Federal Highway Administration, McLean, Virginia, 2002), p. 148.

(9) *Ibid*, p. 148.

(10) *Ibid*, p. 148. Vergil G. Stover y Frank J. Koepke, *Transportation and Land Development*, second edition, (Institute of Transportation Engineers, Washington, D. C., 2002), pp. 4-39.

(11) *Toolbox on Intersection Safety and Design*, Institute of Transportation Engineers, ITE, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Washington, D. C.: 2004), p. 57.

(12) *Ibid*, pp. 51-55.

(13) Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual, HCM 2000*, (Washington, D. C.: National Research Council, 2000), capítulo 11, pp. 11-1 a 11-21, y capítulo 18, pp. 18-1 a 18-32.

(14) Transportation Research Board, *Transit Capacity and Quality of Service Manual*, (Washington, D. C., National Research Council, Kittelson & Associates, Inc., asociados con Texas Transportation Institute y Transport Consulting Limited, 1999), p. 3-4.

Reseña Bibliográfica. Pedro José Andueza Saavedra

Ingeniero Civil por la Universidad de Los Andes (ULA); Curso Internacional de Carreteras por la Universidad Politécnica de Madrid, España; Curso Internacional de Carreteras por la Universidad de Rosario, Argentina; y Magíster por la Universidad de California, Berkeley, EE. UU. Profesor del Postgrado en Ingeniería Vial, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Dpto. de Vías (ULA). Autor del libro: El Diseño Geométrico de Carreteras (1999). Mérida: Talleres Gráficos de la Universidad de Los Andes. pedrojandueza@gmail.com

Índice

7 Prefacio

1 capítulo

9 Elementos básicos de la ingeniería de tránsito

9 1.1 Movimientos de los vehículos individuales
16 1.2 Variables fundamentales de las corrientes de tráfico
29 1.3 Corrientes de tránsito en las intersecciones
51 1.4 Descripción microscópica de las corrientes vehiculares
77 1.5 Aplicaciones de las intersecciones no semaforizadas
88 1.6 Longitud de los canales de giro a la izquierda
90 1.7 Aceleración y deceleración de los vehículos en las intersecciones
99 1.8 Conceptos elementales sobre las colas
129 Referencias bibliográficas

2 capítulo

135 Clasificación funcional de las vías

135 2.1 Etapas de los viajes
137 2.2 Clasificación funcional de las vías
144 2.3 La clasificación funcional de las vías y la jerarquía de los movimientos
149 2.4 Clasificación por tipo de diseño
152 2.5 La clasificación funcional y los usos del suelo
157 Referencias bibliográficas

3 capítulo

159 Características funcionales de las intersecciones a nivel

159 3.1 Definiciones básicas de las intersecciones a nivel
161 3.2 Conflictos en las intersecciones
175 3.3 Tratamiento de los accesos
205 3.4 Otros criterios de seguridad
206 3.5 Despeje en las esquinas
211 3.6 Capacidad de egreso
212 3.7 Concideraciones sobre las parcelas adyacentes a la vía
213 Referencias bibliográficas

4 capítulo
215 Regulación del tránsito en las intersecciones

217 4.1 Regulación del tránsito en las intersecciones
241 Referencias bibliográficas

5 capítulo
241 Coordinación de semáforos

241 5.1 Conceptos generales
245 5.2 Estrategias de coordinación
260 5.3 Otras estrategias de coordinación de semáforos
260 Referencias bibliográficas

6 capítulo
263 Criterios particulares para el diseño funcional de las intersecciones y conexiones de accesos

264 6.1 Ángulo de la intersección
268 6.2 Número de ramas de la intersección
269 6.3 Vías de servicio
279 6.4 Tratamiento de los giros a la izquierda
300 6.5 Tratamiento de los giros a la derecha
358 6.6 Tratamiento de las vueltas en U
363 6.7 Restricciones de movimientos en las intersecciones
370 Referencias bibliográficas

7 capítulo
377 Consideraciones sobre los peatones

381 7.1 Aceras
384 7.2 Peatones con impedimentos
384 7.3 Diseño y operación de las facilidades peatonales en las intersecciones
398 7.4 Paradas de autobuses
399 Referencias bibliográficas
401 Reseña Bibliográfica

Indice de figuras

1 capítulo

9 Figura 1-1 Recorrido de un vehículo a lo largo de una vía
10 Figura 1-2 Diagrama espacio-tiempo
10 Figura 1-3 Trayectoria de un vehículo en el diagrama espacio-tiempo
11 Figura 1-4 Trayectoria de un vehículo en el diagrama espacio-tiempo
12 Figura 1-5 Paso de un vehículo a través de una intersección sin detenerse
12 Figura 1-6 Paso de un vehículo a través de una intersección deteniéndose en la misma
13 Figura 1-7 Trayectoria de un vehículo que realiza una vuelta en U
13 Figura 1-8 Trayectoria de varios vehículos que se acercan a un semáforo con indicación roja
14 Figura 1-9 Trayectorias de los vehículos cuando uno de ellos gira a la derecha en una intersección
15 Figura 1-10 Trayectorias de los vehículos cuando uno de ellos se incorpora en una intersección
16 Figura 1-11 Trayectorias de un grupo de vehículos
19 Figura 1-12a Relación velocidad vs densidad
20 Figura 1-12b Relación velocidad vs volumen
20 Figura 1-12c Relación Volumen vs Densidad
23 Figura 1-13 Modelo lineal de Greenshields. Velocidad vs densidad
24 Figura 1-14 Modelo lineal de Greenshields. Volumen vs densidad
25 Figura 1-15 Modelo lineal de Greenshields. Velocidad vs volumen
29 Figura 1-16. Trayectorias de vehículos a través de una intersección semaforizada
33 Figura 1-17 Trayectoria de un vehículo cuando se acerca a una intersección con la indicación del semáforo en rojo
34 Figura 1-18 Trayectoria de un vehículo cuando se acerca a una intersección y existe una larga cola de espera
51 Figura 1-19 Relaciones espaciales de dos vehículos
55 Figura 1-20 Diagrama espacio tiempo, ilustrando la trayectoria de dos vehículos consecutivos
63 Figura 1-21 Distribución exponencial negativa
64 Figura 1-22 Distribución exponencial negativa.
66 Figura 1-23 Ilustración de las llegadas de los vehículos a una intersección
67 Figura 1-24 Llegadas de vehículos que circulan en sentido contrario
68 Figura 1-25 Distribución normal
69 Figura 1-26 Distribución normal, variable normalizada
77 Figura 1-27 Intersección de dos vías de sentido único de un canal
82 Figura 1-28 Intersección de una vía preferente de sentido único de dos canales con una vía supeditada de sentido único de un canal
85 Figura 1-29 Intersección de un canal de giro a la derecha con una vía de dos canales

87 Figura 1-30 Giro a la izquierda desde la vía preferente en una intersección no semaforizada
89 Figura 1-31 Distribución de Poisson
99 Figura 1-32 Representación esquemática de un sistema de cola
101 Figura 1-33 Curva de llegada A(t)
101 Figura 1-34 Curva de salida
102 Figura 1-35 Curvas de llegada A(t) y salida D(t)
103 Figura 1-36. Demora entre j+1 y j+n
104 Figura 1-37 Demora desde ta hasta tb
105 Figura 1-38 Curva de llegada
107 Figura 1-39 Curva de salida D(t)
107 Figura 1-40 Curvas A(t) y D(t)
110 Figura 1-41 Curvas de llegada (izquierda) y salida (derecha)
113 Figura 1-42 Trazado de la curva de salida D(t)
116 Figura 1-43 Conteos de tráfico en una intersección
116 Figura 1-44 Curvas de llegada y de salida en una intersección
118 Figura 1-45 Curvas de llegada y salida en intersecciones consecutivas
120 Figura 1-46 Curvas de llegada y salida cuando existe una cola inicial Qo
122 Figura 1-47 Salidas intermitentes. Caso de una intersección controlada por semáforo
122 Figura 1-48 Ilustración de la tasa máxima promedio de salida
124 Figura 1-49 Salidas intermitentes. Caso de una intersección controlada por semáforo
125 Figura 1-50 Salidas intermitentes. Caso de una intersección controlada por semáforo
126 Figura 1-51 < μ. Llegadas sin variaciones aleatorias
127 Figura 1-52 < μ. Llegadas con variaciones aleatorias

2 capítulo

136 Figura 2-1 Dibujo esquemático de las etapas de los viajes
139 Figura 2-2 Clasificación funcional de las vías
156 Figura 2-3 Ciclo transporte – uso del suelo

3 capítulo

159 Figura 3-1 Elementos de una intersección a nivel
161 Figura 3-2 Áreas física y funcional de una intersección
161 Figura 3-3 Maniobras de divergencia, convergencia y cruce
162 Figura 3-4a Maniobra de divergencia
163 Figura 3-4b Maniobras de divergencia y velocidad relativa
164 Figura 3-5a Maniobra de convergencia
164 Figura 3-5b Maniobras de divergencia y velocidad relativa
165 Figura 3-6 Maniobra de cruce
166 Figura 3-7 Áreas de exposición en maniobras de cruce
167 Figura 3-8 Ilustración de las zonas visibles y con visibilidad restringida en una intersección con ángulo α pequeño
168 Figura 3-9 Influencia de las partes internas de una intersección con ángulo λpequeño
169 Figura 3-10 Maniobra de entrecruce
170 Figura 3-11 Puntos de conflicto en una intersección de cuatro ramas en cruz

170 Figura 3-12 Puntos de conflicto en una intersección de tres ramas en te
171 Figura 3-13 Posibilidades de ocurrencia de accidentes en una intersección de cuatro ramas en cruz, para los volúmenes y movimientos indicados
172 Figura 3-14 Conflictos con peatones
173 Figura 3-15 Separación espacial de conflictos utilizando islas canalizadoras
174 Figura 3-16 Áreas de espera para proporcionar la separación en tiempo de conflictos, utilizando canales de giro
175 Figura 3-17 Canalización de pasos peatonales
179 Figura 3-18a Forma deseable de conectarse las distintas clases de vías en áreas urbanas
180 Figura 3-18b Forma deseable de conectarse las distintas clases de vías en áreas rurales
182 Figura 3-19 Cálculo del área funcional en los canales directos de un acceso
184 Figura 3-20 Cálculo del área funcional en un canal de giro de un acceso
187 Figura 3-21 Ilustración del área funcional a la salida
188 Figura 3-22 Ventana de accesos entre dos intersecciones
189 Figura 3-23 Descripción del área de influencia
198 Figura 3-24 Ilustración de los triángulos de visibilidad en una intersección regulada por señal de PARE en la vía menor
203 Figura 3-25 Ilustración del área de visibilidad para giros a la izquierda desde la vía mayor
206 Figura 3-26 Zona de despeje en el afluente de llegada
209 Figura 3-27 Zona de despeje respecto a la esquina de la intersección en el afluente de salida
210 Figura 3-28 Accesos consecutivos con espaciamientos cortos

4 capítulo

219 Figura 4-1 Intersección de 4 ramas. Triángulo de visibilidad
222 Figura 4-2 Intersección de 4 ramas con esviaje. Triángulo de visibilidad

5 capitulo

242 Figura 5-1 Diagrama espacio tiempo de una vía con tres intersecciones semaforizadas.
243 Figura 5-2 Diagrama espacio tiempo de una vía con tres intersecciones, con intervalos verdes desplazados
244 Figura 5–3 Diagrama espacio tiempo de una vía con tres intersecciones semaforizadas
245 Figura 5-4 Coordinación de semáforos en una vía unidireccional con cuatro intersecciones
248 Figura 5-5 Coordinación de semáforos en una vía de doble sentido con cuatro intersecciones
250 Figura 5-6 Ilustración de los métodos manuales de ensayo y error para obtener los desfases y anchos de banda.
252 Figura 5-7 Coordinación de dos semáforos consecutivos en una vía de un solo sentido, con una cola de vehículos en la intersección 2
255 Figura 5-8 Sistema alterno simple
257 Figura 5-9 Sistema alterno doble
259 Figura 5-10 Sistema simultáneo

6 capítulo

265 Figura 6-1 Modificación de una intersección esviada de cuatro ramas
266 Figura 6-2 Modificación de una intersección esviada de cuatro ramas
267 Figura 6-3 Intersección esviada de tres ramas en una curva horizontal
269 Figura 6-4 Realineamiento en intersecciones de múltiples ramas
271 Figura 6-5 Vía de servicio posterior
272 Figura 6-6 Vía de servicio lateral
274 Figura 6-7 Accesos a la vía arterial, aprovechando el ancho de la separación exterior
275 Figura 6-8 Ampliación de la separación exterior
277 Figura 6-9 Diferentes configuraciones de las vías de servicio
284 Figura 6-10 Elementos que definen la longitud de un canal de giro a la izquierda
289 Figura 6-11 Diseño típico de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Ampliación de un solo lado de la calzada
290 Figura 6-12 Inspirada en Diseño de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Cuña de aproximación de menor longitud. Ampliación de un solo lado de la calzada
291 Figura 6-13 Diseño de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Cuña de aproximación de menor longitud. Ampliación en los dos lados de la calzada
292 Figura 6-14 Canal de desviación por el hombrillo en una intersección en t
294 Figura 6-15 Canal continuo de giro a la izquierda en dos sentidos
295 Figura 6-16 La isla canalizadora permite el giro a la derecha desde la conexión del acceso Sur y los giros a la derecha y a la izquierda hacia dicha conexión
296 Figura 6-17 La isla canalizadora permite los giros a la derecha y a la izquierda desde la conexión del acceso Sur y el giro a la derecha hacia dicha conexión
296 Figura 6-18 La isla canalizadora permite el giro a la derecha desde la conexión del acceso Sur, y el giro a la derecha hacia dicha conexión
297 Figura 6-19 Cierre completo de la divisoria central
297 Figura 6-20 Abertura direccional en la divisoria central. Giro hacia un lado de la divisoria
299 Figura 6-21 Abertura direccional en la divisoria central. Giro hacia ambos lados de la divisoria
309 Figura 6–22 Elementos que definen la longitud de una cuña de giro a la derecha
311 Figura 6-23. Dimensiones geométricas principales de un camión simple
313 Figura 6-24 Combinaciones de rectas y curvas utilizadas en los diseños mínimos en los giros a la derecha
326 Figura 6-25 Elementos que definen un enlace de giro a la derecha con isla triangular
330 Figura 6-26 Enlace de giro con paso peatonal regulado por semáforo
331 Figura 6-27 Enlace de giro con paso peatonal no regulado por semáforo
331 Figura 6-28 Enlace de giro con canal de aceleración a la salida
335 Figura 6-29. Diseño de un enlace de giro a la derecha para favorecer a los peatones
337 Figura 6-30. Separaciones y redondeos en las islas triangulares con brocales en áreas urbanas
337 Figura 6-31 Separaciones y redondeos en las islas triangulares con brocales en áreas rurales
343 Figura 6-32 Enlace de giro con curva de transición
345 Figura 6-33 Enlace de giro con curvas circulares compuestas

354 Figura 6-34 Ilustración de la longitud del canal de aceleración en intersecciones
357 Figura 6-35 Esquema de un canal continuo de giro a la derecha
360 Figura 6-36 Esquema para las vueltas en U direccionales
361 Figura 6-37 Esquemas para facilitar la vuelta en U
362 Figura 6-38 Esquema para vueltas en U cuando el volumen de camiones es importante
362 Figura 6-39 Esquema para vueltas en U con salida por la derecha
363 Figura 6-40 Localización relativa de la vuelta en U y las conexiones de acceso
366 Figura 6-41 Giro a la izquierda mediante vuelta en U sobre la misma vía
366 Figura 6-42 Giro a la izquierda mediante vuelta en U sobre la vía transversal
367 Figura 6-43 Giro a la izquierda mediante giro a la derecha después de la intersección
367 Figura 6-44 Giro a la izquierda mediante giro a la derecha antes de la intersección
368 Figura 6-45 Maniobras de entrecruce después de la vuelta en U
369 Figura 6-46 Cayado, o asa de jarra, para realizar el giro a la izquierda
369 Figura 6-47 Soluciones para realizar los giros a la izquierda y derecha
370 Figura 6-48: Giro a la izquierda realizado antes de llegar a la intersección

7 capítulo

379 Figura 7-1 Ampliación de la esquina de las aceras
380 Figura 7-2 Rampas en las esquinas

Indice de tablas

1 capítulo

39 Tabla 1-1 Número mínimo de recorridos para un nivel de confianza de 95 %
42 Tabla 1-2 Planilla de campo para realizar las mediciones de demora por tiempo en cola
43 Tabla 1-3 Planilla de campo para el conteo de los vehículos que llegan a la intersección
46 Tabla 1-4 Factor de corrección por demora de deceleración y aceleración
47 Tabla 1-5 Niveles de servicio, según el HCM, en intersecciones reguladas por semáforos
48 Tabla 1-6 Niveles de servicio, según el HCM, en intersecciones reguladas por señal de Pare
48 Tabla 1-7 Mediciones de la demora por tiempo en cola utilizando la técnica entrada–salida
74 Tabla 1-8 Brechas críticas en intersecciones no semaforizadas
75 Tabla 1-9 Factores de ajuste a las brechas básicas
76 Tabla 1-10 Tiempos de seguimiento
92 Tabla 1-11 Tasas máximas de aceleración (m/s^2) en pendientes de 0%
93 Tabla 1-12 Tasas típicas de aceleración de automóviles (m/s^2)
94 Tabla 1-13 Tasas de aceleración de diseño para automóviles en pendientes de 0 %
95 Tabla 1-14 Tasas de aceleración de diseño para camiones en pendientes de 0 %
96 Tabla 1-15 Coeficientes de rozamiento, μ
105 Tabla 1-16 Conteos de vehículos en intervalos de 10 minutos
110 Tabla 1-17 Conteos de tráfico y tasas de llegada
112 Tabla 1-18 Llegadas y salidas acumuladas
118 Tabla 1-19 Cálculo de los conteos de llegada a partir de los conteos de salida

2 capítulo

148 Tabla 2-1 Mezcla de clases de vías en un sistema diseñado funcionalmente
151 Tabla 2-2 Clasificación de las vías por tipo de diseño. Áreas urbanas
151 Tabla 2-3 Clasificación de las vías por tipo de diseño. Áreas rurales

3 capítulo

177 Tabla 3-1 Relación entre la velocidad de diseño y la velocidad de marcha promedio para bajos volúmenes de tránsito
178 Tabla 3-2 Velocidades de operación deseables para cada categoría de vías en áreas urbanas
181 Tabla 3-3 Categorías de conexiones permitidas según la clasificación de las vías
183 Tabla 3-4 Componentes de la longitud del área funcional en los accesos de una intersección (m). Canales directos
185 Tabla 3-5 Componentes de la longitud del área funcional. Canales de giro (m)
186 Tabla 3-6 Longitud (m) del área funcional a la salida de una intersección, considerando aceleración desde la situación de reposo
187 Tabla 3-7 Longitud (m) del área funcional en la salida de una intersección, considerando la distancia de visibilidad de frenado
190 Tabla 3-8 Porcentaje de los vehículos del canal derecho que siguen recto y son impactados por la presencia de vehículos girando a la derecha desde la vía principal

190 Tabla 3-9 Distancia (m) a la cual es impactado el porcentaje de vehículos indicado
191 Tabla 3-10 Cálculo del área de influencia corriente arriba para el caso de conexiones privadas y vías públicas en donde solamente se realizan movimientos de giro a la derecha para salir o para entrar a la vía en estudio
192 Tabla 3-11 Área funcional corriente abajo para el caso de conexiones privadas, y vías públicas, en donde solamente se realizan movimientos de giro a la derecha para salir o para entrar a la vía en estudio
193 Tabla 3-12 Relación entre la velocidad de progresión, longitud del ciclo y espaciamiento entre semáforos
195 Tabla 3-13 Criterio general para determinar la separación mínima entre intersecciones sin semáforo, incluyendo las conexiones privadas
200 Tabla 3-14 Brechas de aceptación para giros a la izquierda desde la vía menor
202 Tabla 3-15 Brechas de aceptación para giros a la derecha desde la vía menor
203 Tabla 3-16 Brechas de aceptación para maniobras de cruce desde la vía menor
204 Tabla 3-17 Brechas de aceptación para giros a la izquierda desde la vía mayor
205 Tabla 3-18 Tasa relativa de choques
207 Tabla 3-19 Despeje mínimo de esquina (1), (2), en un acceso de la vía menor en una intersección con una vía mayor
210 Tabla 3-20 Despeje de esquina corriente abajo en calles transversales menores
211 Tabla 3-21 Espaciamientos mínimos para impedir el solape de maniobras de giro a la derecha
212 Tabla 3-22 Espaciamiento entre accesos sin semáforo para maximizar la capacidad de egreso, para el caso de vehículos particulares

4 capítulo

220 Tabla 4-1 Distancia de visibilidad de frenado DVF(m)
230 Tabla 4-2 Justificativo 1: Volumen vehicular durante ocho horas
231 Tabla 4-3 Justificativo 2: Volumen vehicular durante cuatro horas
233 Tabla 4-4 Justificativo 3: Hora pico
235 Tabla 4-5 Justificativo 4: Volumen peatonal. Criterio A
236 Tabla 4-6 Justificativo 4: Volumen peatonal. Criterio B

5 capítulo

256 Tabla 5-1 Relación entre la velocidad de progresión, longitud del ciclo y espaciamiento entre semáforos. Sistema alterno simple
258 Tabla 5-2 Relación entre la velocidad de progresión, longitud del ciclo y espaciamiento entre semáforos. Sistema alterno doble

6 capítulo

281 Tabla 6-1 Guía para agregar un canal de giro a la izquierda en carreteras de 2 canales no reguladas por semáforos
285 Tabla 6-2 Longitudes deseables de deceleración en canales de giro a la izquierda con divisoria central
286 Tabla 6-3 Longitudes mínimas de deceleración en canales de giro a la izquierda con divisoria central
292 Tabla 6-4 Longitudes de diseño típicos en canales de desviación por el hombrillo
293 Tabla 6-5 Longitudes de diseño para mantener la velocidad de operación de la vía
308 Tabla 6-6 Longitudes mínimas (m) de deceleración en canales completos de giro a la derecha
309 Tabla 6-7 Longitud de las cuñas de giro a la derecha
312 Tabla 6-8 Dimensiones geométricas principales de los vehículos de diseño
316 Tabla 6-9 Diseños del borde de la calzada para giros en intersecciones
323 Tabla 6-10 Ancho de la calle transversal ocupado por los vehículos que giran para diversos ángulos de giro y radios de brocal
325 Tabla 6-11 Anchos mínimos sugeridos para el canal de ingreso en una conexión de acceso, para vehículos de diseño P
328 Tabla 6-12 Diseños típicos de los enlaces de giro a la derecha
335 Tabla 6-13 Separaciones y demás elementos en las islas triangulares con brocales en áreas urbanas
336 Tabla 6-14 Separaciones y demás elementos en las islas triangulares con brocales en áreas rurales
338 Tabla 6-15 Relación entre la velocidad de diseño y la velocidad de marcha promedio para bajos volúmenes de tránsito
339 Tabla 6-16 Valores guía recomendados por la AASHTO para la velocidad de diseño de las rampas en los distribuidores
341 Tabla 6-17 Radios mínimos para los enlaces de giros a la derecha libres
344 Tabla 6-18 Longitudes mínimas de la clotoide en los enlaces de giro a la derecha libres
349 Tabla 6-19 Anchos de calzada de los canales de giro (m), suponiendo que el tráfico que gira está conformado por un solo tipo de vehículo
350 Tabla 6-20 Anchos de diseño de la calzada de los canales de giro (m)
351 Tabla 6-21 Vehículos tipo, o combinaciones, utilizados para deducir los anchos de la tabla 6-20
351 Tabla 6-22 Vehículos más grandes, o combinaciones, que pueden utilizar los anchos de la tabla 6-20
355 Tabla 6-23 Longitudes mínimas de aceleración para los terminales de entrada con pendientes iguales o menores a 2%
355 Tabla 6-24 Factores para ajustar las longitudes de la tabla 6-23
359 Tabla 6-25 Ancho mínimo del separador cuando existe un canal de giro a la izquierda

7 capítulo

383 Tabla 7-1 Anchos mínimos de aceras en áreas urbanas
387 Tabla 7-2 Ancho que ocupa un obstáculo en una acera o camino peatonal
390 Tabla 7-3 Descripción de los niveles de servicio en los caminos peatonales
392 Tabla 7-4 Criterios para los niveles de servicio para flujo promedio en aceras y caminos peatonales

Tabla 7-5 Criterios para niveles de servicio ajustados por formación de pelotones, para
392 aceras y caminos peatonales
Tabla 7-6 Descripción de los niveles de servicio en las áreas de espera
397 Tabla 7-7 Criterios de niveles de servicio para peatones en intersecciones semaforizadas
398 Tabla 7-8 Criterios de niveles de servicio para peatones en intersecciones no semaforizadas

El libro

En este libro se trata el diseño funcional y operacional de las intersecciones a nivel, ya que estos elementos constituyen un componente fundamental de cualquier vía, tanto urbana como rural.

El enfoque fundamental se basa en la premisa de que antes de proceder a la elaboración de la ingeniería de detalle en cualquier componente de un proyecto de vialidad, es necesario realizar el denominado diseño funcional, en el que se definen soluciones conceptuales por medio de las cuales se plantean los elementos distintivos de la vía y sus diversos componentes.

Además, se considera que el diseño funcional referido solamente a los aspectos geométricos no puede deslindarse del diseño operacional, el cual se refiere, entre otras cosas, a la interrelación de las corrientes de tráfico y a la forma de regulación de las mismas.

Una parte importante del libro comprende el estudio de los elementos básicos de la ingeniería de tránsito, los cuales constituyen los fundamentos para el diseño funcional de las intersecciones a nivel y de los otros componentes de un proyecto vial.

Obra de gran utilidad para los estudiantes y profesionales dedicados al complejo estudio de la vialidad.

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

TEXTOS UNIVERSITARIOS

ISBN: 978-980-11-1511-3