



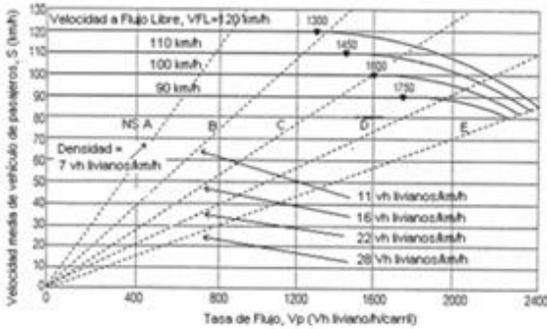
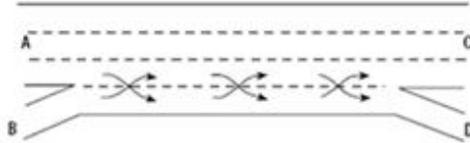
4 Metodologías



$$S = FFS - \left[\frac{1}{28} (23FFS - 180) \left(\frac{V_p + 15FFS - 3100}{20FFS - 1300} \right)^{2.6} \right]$$



Rampa-Trenzado



$$FHP = \frac{VHMD}{q_{\text{total}} + N} \quad D = \frac{v}{S}$$

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID}$$



4.1 Introducción

En este capítulo se presentan las metodologías para realizar el análisis (determinación de la Capacidad y el Nivel de Servicio, así como de algunas características importantes como son la velocidad, la densidad, entre otras) de:

- ⇒ Segmentos básicos de autopistas,
- ⇒ Segmentos trezados, y
- ⇒ Rampas.

A continuación se presenta una breve descripción de cada elemento señalado anteriormente.



a) SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTAS

Son aquellas secciones de la autopista que no son afectadas por los movimientos de unión y separación que se producen en las proximidades de las rampas de entrada y salida, ni por las maniobras de entrecruzamiento.

b) SEGMENTOS TRENZADOS (SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO)

Son aquellos tramos de la autopista en los cuales dos o más flujos vehiculares cruzan sus trayectorias a lo largo de una determinada longitud de aquella. Las secciones de entrecruzamiento son generalmente formadas cuando un área de unión es seguida, a muy corta distancia, por una de separación o también cuando una rama de entrada es seguida por una de salida y ambas están unidas por un carril auxiliar continuo.

c) RAMPAS (Ó INTERSECCIONES CON RAMPAS)

Son aquellos sectores de la autopista en los cuales una rama de entrada o de salida se une con aquella. La unión formada en ese sector constituye una zona de turbulencia debido a la concentración de vehículos que se unen o separan y cuya velocidad difiere de la mantenida por los vehículos que circulan por la autopista.

Las metodologías presentadas a continuación constan de una serie de condiciones básicas o ideales de las cuales se parte para realizar el análisis, sin embargo, como en la realidad difícilmente se encuentran dichas condiciones ideales, las metodologías presentan herramientas para considerar este hecho y realizar el análisis lo más apegado a la realidad, para ello se presentan diversos criterios en los que se consideran características más reales de las autopistas, de la misma manera, se presentan las ecuaciones y de alguna forma la secuencia de cálculo que debe seguirse y que en el capítulo 6 de esta tesis se presenta con más detalle. Así mismo, se presentan las limitaciones de cada metodología y como una especie de ayuda al final de esta tesis se encuentra un apéndice para cada metodología en la que se profundiza en algunos conceptos y se presentan algunas tablas de referencia para realizar los análisis aquí expuestos.

4.2 Segmentos Básicos de Autopistas

Los segmentos básicos de autopistas, son secciones de dos o más carriles por sentido con control total de accesos, que no son afectados ni por los movimientos de convergencia o divergencia en rampas de enlace cercanas ni por maniobras de entrecruzamientos. Como se muestra en la Figura 4.2-1

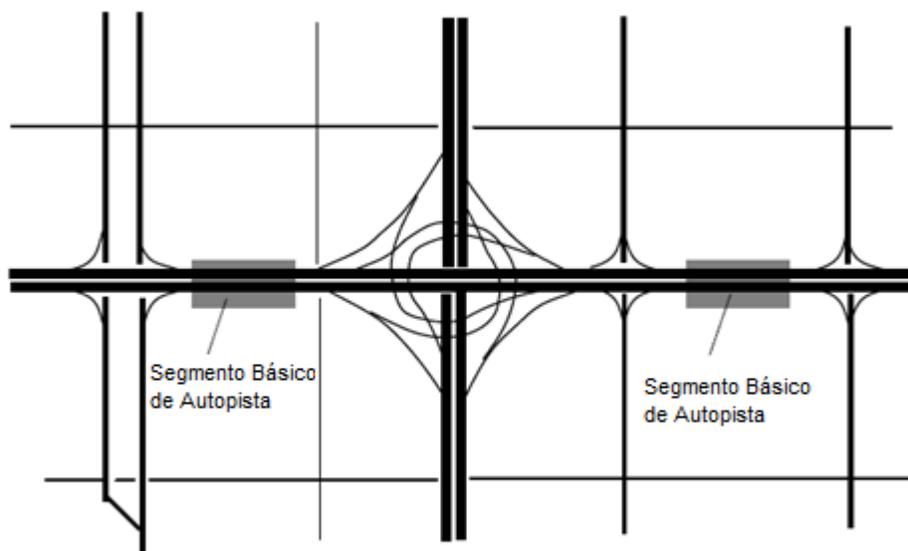
Características básicas

Las características básicas que suponen buen estado del tiempo, buena visibilidad y ningún evento o accidente, se estiman para un conjunto de *condiciones base* o *ideales*, definidas como sigue:

- ⇒ Carriles con ancho mínimo de 3.60 metros.
- ⇒ Mínima distancia libre lateral de 1.80 metros en el acotamiento derecho, entre el borde de la calzada y el obstáculo u objeto más cercano que influye en la conducta del tráfico.
- ⇒ Mínima distancia libre lateral en la faja separadora central de 0.60 metros.
- ⇒ Todos los vehículos de la corriente de tránsito son vehículos livianos (automóviles).
- ⇒ En áreas urbanas, la autopista deberá tener 5 o más carriles por sentido.
- ⇒ Espaciamiento entre intercambiadores cada 3 kilómetros o más.
- ⇒ Terreno plano con pendientes inferiores al 2%.
- ⇒ Población de conductores compuesta principalmente de usuarios regulares familiarizados con la autopista.

Las condiciones base representan un alto Nivel de operación con velocidades a flujo libre de 110 km/h o más. Cualquier condición prevaleciente (real) que difiere de la condición base, ocasiona reducciones en la Capacidad y los Niveles de Servicio.

Figura 4.2-1 Ejemplo de segmento básico de autopista



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.2.1 Términos de Capacidad de Autopistas

A continuación se presentan algunos términos básicos en el análisis de Capacidad y Nivel de Servicio para Segmentos Básicos de Autopista

- ⇒ Capacidad de autopista: el máximo volumen sostenido en 15 minutos, expresada en vehículos de pasajeros por hora por carril (veh p/h/carril), que puede ser acomodado por un segmento uniforme de autopista bajo condiciones prevalecientes de tráfico y calzada en una dirección de flujo.
- ⇒ Características de tráfico: cualquier característica de la corriente de tráfico que pueda afectar la Capacidad, la velocidad a flujo libre o las operaciones, incluyendo la composición porcentual de la corriente de tráfico por tipo de vehículo y la familiaridad de los conductores con la autopista.
- ⇒ Características de la autopista: las características geométricas del segmento de autopista bajo estudio, incluyendo el número y ancho de carriles, la distancia lateral al hombro derecho, el espacio de intercambiadores, la alineación vertical y las configuraciones del carril.
- ⇒ Velocidad a Flujo Libre (FFS): la velocidad media de los vehículos de pasajeros que pueden ser acomodados bajo condiciones de flujo moderadas en un segmento uniforme de autopista bajo las condiciones prevalecientes de la autopista y el tráfico.
- ⇒ Condiciones base: se asumen una serie de condiciones geométricas y de tráfico como punto de partida para calcular la Capacidad y el Nivel de Servicio.
- ⇒ El análisis de la Capacidad se basa en segmentos de autopista con condiciones de tráfico y calzada uniformes. Si cualquiera de las condiciones prevalecientes cambia significativamente, la Capacidad del segmento y sus condiciones de operación cambiarán también. Por lo tanto, cada segmento uniforme deberá ser analizado por separado.

4.2.2 Características de flujo

El flujo de tráfico dentro de los segmentos básicos de autopistas puede ser muy variado dependiendo de las condiciones de constricción del flujo en los cuellos de botella aguas arriba y aguas abajo. Los cuellos de botella pueden ser creados por la rampa de unión y segmentos de trenzado, reducción de carriles, mantenimiento y actividades de construcción, accidentes, y objetos en la autopista. Un incidente no tiene que bloquear un carril de circulación para crear un cuello de botella. Por ejemplo, los vehículos descompuestos en medio o en el hombro pueden influir en el flujo de tráfico en los carriles de la autopista.

Investigaciones de autopistas han dado lugar a una mejor comprensión de las características del flujo de la autopista en relación con su influencia en los cuellos de botella aguas arriba y aguas abajo. El flujo de tráfico dentro de un segmento básico de autopista puede ser clasificado en tres tipos de flujo: no saturado, en colas de descarga y sobresaturado. Cada tipo de flujo se define dentro de los rangos generales de velocidad y densidad de flujo, y cada uno representa condiciones diferentes en la autopista.

- ⇒ El flujo no saturado representa flujo de tráfico que no es afectado por las condiciones aguas arriba o aguas abajo. Este régimen generalmente se define dentro de un rango de velocidad que va de 90 a 120 km/h en tasas de flujo bajo a moderado y un rango de 70 a 100 km/h en tasas de flujo alto.
- ⇒ Flujo en cola de descarga representa flujo de tráfico que acaba de pasar a través de un cuello de botella y se está acelerando de nuevo a la velocidad de flujo libre de la autopista. El flujo en cola de descarga se caracteriza por un flujo relativamente estable, siempre y cuando los efectos de otro cuello de botella aguas abajo no estén presentes. Este tipo de flujo generalmente se define en un estrecho rango de 2,000 a 2,300 veh p/h/carril, con velocidades que van normalmente de 55 km/h hasta la *velocidad a flujo libre* del segmento de autopista. Velocidades más bajas se observan típicamente aguas abajo del cuello de botella. Dependiendo de las alineaciones horizontal y vertical, el flujo en cola de descarga generalmente se acelera de nuevo a la *velocidad a flujo libre* de la instalación de 1 a 2 kilómetros aguas abajo del cuello de botella. Los estudios sugieren que la tasa de flujo en cola de descarga del cuello de botella es más bajo que el flujo máximo observado antes de atravesarlo. Un valor típico de este descenso en el volumen es de aproximadamente 5 por ciento.
- ⇒ El flujo sobresaturado representa flujo de tráfico que es influenciado por los efectos de un flujo sobresaturado definido aguas abajo del cuello de botella. El flujo de tráfico en el régimen congestionado puede variar en una amplia gama de flujos y velocidades en función de la gravedad de los cuellos de botella. Las colas pueden extenderse varios kilómetros aguas arriba del cuello de botella. Las colas de la autopista se diferencian de las colas en intersecciones en que no son estáticas o “paradas”. En autopistas, los vehículos se mueven lentamente a través de una cola, con periodos de paradas y movimiento. El flujo sobresaturado se discute con mayor nivel de detalle en el capítulo 22 del HCM.

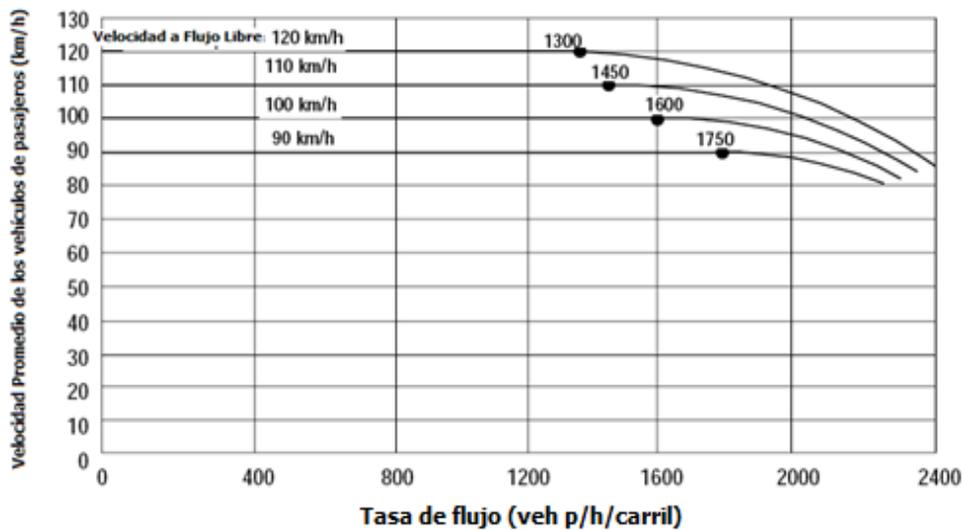
4.2.3 Relaciones Velocidad - Flujo y Densidad – Flujo

Las relaciones Velocidad – Flujo y Densidad – Flujo para un típico segmento básico de autopista bajo las condiciones base u otras en donde la *velocidad a flujo libre* se conoce, se muestran en la Figura 4.2-2 y en la Figura 4.2-3.

Todos los estudios recientes indican que la velocidad en autopistas es insensible a fluir de un rango bajo a moderado. Esto se ve reflejado en la Figura 4.2-2, que muestra velocidad constante para flujos de hasta 1,300 veh p/h/carril para una *velocidad a flujo libre* de 120 km/h. Para *velocidades a flujo libre* inferiores, la región sobre la cual la velocidad es insensible a fluir se extiende a volúmenes más altos. La *velocidad a flujo libre* se mide en campo como el promedio de velocidades de vehículos de pasajeros cuando el volumen es menor que 1,300 veh p/h/carril. La determinación de la *velocidad a flujo libre* en campo se logra al realizar estudios de tiempos de viaje o estudios de velocidad puntual durante periodos de flujo bajos y densidades bajas.

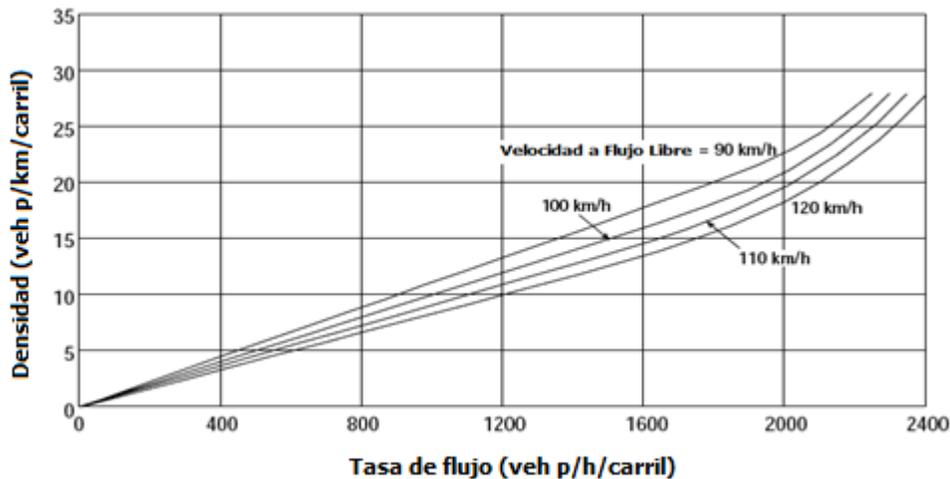


Figura 4.2-2 Relaciones Flujo – Velocidad para segmentos básicos de autopistas



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Figura 4.2-3 Relaciones Densidad – Flujo para segmentos básicos de autopistas



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

La investigación que lleva a las curvas antes mostradas encuentra una serie de factores que afectan a la *velocidad de flujo libre*. Los factores incluyen el número de carriles, ancho de carril, distancia lateral y la densidad de intercambios. Se cree que otros factores que influyen en la *velocidad a flujo libre*, pero cuantitativamente poco se sabe, son: la alineación vertical y horizontal, el límite de velocidad, el Nivel de aplicación, las condiciones de iluminación y el clima.

Bajo condiciones geométricas y de tráfico, las autopistas operarán con Capacidades de hasta 2,400 veh p/h/carril. Esta Capacidad se logra en general en las autopistas con *velocidades a flujo libre* de 120 km/h o superiores. Conforme *la velocidad a flujo libre* disminuye, hay un ligero descenso en la

Capacidad. Por ejemplo, la Capacidad de un segmento básico de autopista con una *velocidad a flujo libre* de 90 km/h se espera sea de 2,250 veh p/h/carril.

La velocidad media de los vehículos de pasajeros en una tasa de flujo que representa la Capacidad, se espera alcance de 86 km/h (*velocidad a flujo libre* de 120 km/h o superior) a 80 km/h para un segmento con una *velocidad a flujo libre* de 90 km/h. Hay que tener en cuenta que cuanto mayor sea la *velocidad a flujo libre*, mayor es la disminución en la velocidad conforme se mueve la Capacidad de la tasa de flujo. Por lo tanto, para una *velocidad a flujo libre* de 120 km/h, hay una reducción de 34 km/h de condiciones de volumen bajas a condiciones de operación. La reducción es solo de 10 km/h para una autopista con una *velocidad a flujo libre* de 90 km/h.

Como se aprecia en la Figura 4.2-2, el punto en donde un incremento en la tasa de flujo comienza a afectar la velocidad promedio de los vehículos de pasajeros varía de 1,300 a 1,750 veh p/h/carril. La velocidad se reducirá comenzando en 1,300 veh p/h/carril para un segmento de autopista con *velocidad a flujo libre* de 120 km/h. Para instalaciones de *velocidades a flujo libre* bajas, el promedio de velocidad comienza a disminuir con tasas de flujo altas.

4.2.4 Factores que afectan la Velocidad a Flujo Libre

La *velocidad a flujo libre* de una autopista depende de las condiciones del tráfico y de la autopista en sí misma. Estas condiciones se describen a continuación.

4.2.4.1 Ancho de Carril y Distancia Lateral Libre

Cuando el ancho de los carriles es menor a 3.6 m, los conductores se ven forzados a viajar más cerca el uno del otro de lo que normalmente desearían. Los conductores tienden a compensar esto mediante la reducción de su velocidad de viaje.

El efecto de la distancia lateral libre restringida es similar. Cuando los objetos se encuentran demasiado cerca al borde de los carriles centrales y el borde la autopista, los conductores de estos carriles se alejarán de ellos, posicionándose más lejos del borde de la autopista. Esto tiene el mismo efecto que las callejuelas, que obligan a los conductores a acercarse más lateralmente. Los conductores compensan esto con la reducción de su velocidad. La cercanía de los objetos se ha encontrado que tiene un mayor efecto en los conductores del carril más cercano a la derecha del carril central.

Los conductores en el carril central parecen no ser afectados por la distancia lateral libre cuando la distancia lateral es de 0.6 m, mientras los conductores en el carril (hombro) derecho son afectados cuando la distancia lateral es menor que 1.8 m. La Ilustración 4.2-1 muestra la influencia del ancho de carril y la distancia lateral en la colocación de los vehículos. La Ilustración 4.2-2 muestra un segmento de autopista que se considera cumple o supera las condiciones base con respecto al ancho de carril y la distancia lateral.



Ilustración 4.2-1 Influencia del ancho de carril y distancia lateral



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Ilustración 4.2-2 Condiciones base para ancho de carril y distancia lateral



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.4.2 Número de carriles

El número de carriles de un segmento de autopista influye en la **velocidad a flujo libre**. Como aumenta el número de carriles, también la oportunidad de los conductores para evitar el movimiento lento del tráfico. En una autopista de conducción típica, el tráfico tiende a ser distribuido a través de los carriles de acuerdo a la velocidad. El tráfico en el carril central en general se mueve más rápido que en el carril adyacente al hombro derecho. Por lo tanto, una autopista de cuatro carriles (dos carriles por sentido) ofrece menos oportunidad a los conductores para moverse por el tráfico más lento de lo que lo hace una autopista con 6, 8 o 10 carriles. La disminución en la maniobrabilidad tiende a reducir la velocidad promedio de los vehículos.

4.2.4.3 Densidad de intercambiadores

Los segmentos de autopista con intercambios cercanos, como los desarrollados en áreas urbanas, operan a velocidades de flujo libre menores que las autopistas suburbanas o rurales donde los intercambios son menos frecuentes. La unión y el trenzado asociados con intercambios afectan la velocidad del tráfico. Las velocidades generalmente disminuyen con el aumento de la frecuencia de intercambios. El intercambio ideal promedio en un tramo bastante largo de la autopista (de 8 a 10 kilómetros) es a 3 kilómetros o más. El intercambio mínimo promedio posible considerado en una longitud considerable de autopista es de 1 kilómetro.

4.2.4.4 Otros factores

La velocidad de diseño de los principales elementos físicos de una autopista puede afectar la velocidad de viaje. En particular, la alineación vertical y horizontal puede contribuir en la **velocidad a flujo libre** de un segmento de autopista dado. Si una autopista posee condiciones de alineación vertical y horizontal significantes, el analista se anima a determinar la **velocidad a flujo libre** del campo de observación y el campo de estudio.

4.2.4.5 Vehículos de Pasajeros Equivalentes

El concepto de vehículo equivalente se basa en las observaciones de las condiciones de la autopista en donde la presencia de vehículos pesados, incluyendo camiones, autobuses y vehículos recreacionales (RVs), crea menos que las condiciones base. Las menores condiciones incluyen grandes y más frecuentes espacios de longitud excesiva en ambas partes, en frente y detrás de los vehículos pesados. También, la velocidad de los vehículos en los carriles adyacentes puede ser afectada generalmente por estos movimientos lentos de vehículos grandes. Por último, el espacio físico ocupado por un vehículo grande es de dos a tres veces mayor en términos de longitud de lo que ocupa un vehículos de pasajeros típico. Para permitir que el método de análisis de Capacidad de autopistas se base en una medida coherente de flujo, cada vehículo se convierte en un número equivalente de vehículos de pasajeros. La conversión resulta en un solo valor de tasa de flujo en términos de vehículos de pasajeros por hora por carril. El factor de conversión usado depende de la proporción de vehículos pesados en la corriente de tráfico, así como; de la longitud y de la severidad de la pendiente positiva o negativa.

La Ilustración 4.2-3 y la Ilustración 4.2-4 muestran el efecto de los camiones y otros vehículos pesados en el tráfico de la autopista.

Estudios han observado que conductores foráneos no muestran las mismas características de los viajeros regulares. Para el tráfico de recreo, se ha observado que la Capacidad es más baja hasta un 10 a 15 por ciento con respecto a los conductores habituales en un mismo segmento de autopista, pero la **velocidad a flujo libre** no parece ser afectada de manera similar. Si el analista elige tomar en cuenta este posible efecto, se deben obtener los datos a nivel local y utilizarlos en el análisis.



Ilustración 4.2-3 Efecto de los camiones y otros vehículos pesados en la corriente de tráfico



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Ilustración 4.2-4 Efecto de los camiones y otros vehículos pesados en la corriente de tráfico



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.5 Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis

La Tabla 4.2-1 proporciona los valores por defecto para los parámetros de entrada, a falta de datos locales. El analista debe tener en cuenta que la toma de mediciones de campo para su uso como insumos para un análisis es el medio más fiable de generar valores para los parámetros. Solo cuando esto no sea posible se deben considerar los valores por defecto.

Tabla 4.2-1 Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis

Datos necesarios	Valores por defecto
Datos Geométricos	
Número de carriles	-
Ancho de carril	3.6 m
Distancia lateral libre	3.0 m
Densidad de intercambiadores	-
Pendiente específica o terreno general	Nivel
Velocidad a flujo libre BASE	120 km/h rural, 110 km/h urbana
Datos de demanda	
Periodo de análisis	15 minutos
Factor de hora pico	0.88 rural, 0.92 urbana
Porcentaje de vehículos pesados	10 % rural, 5 % urbana
Factor por tipo de conductor	1.00

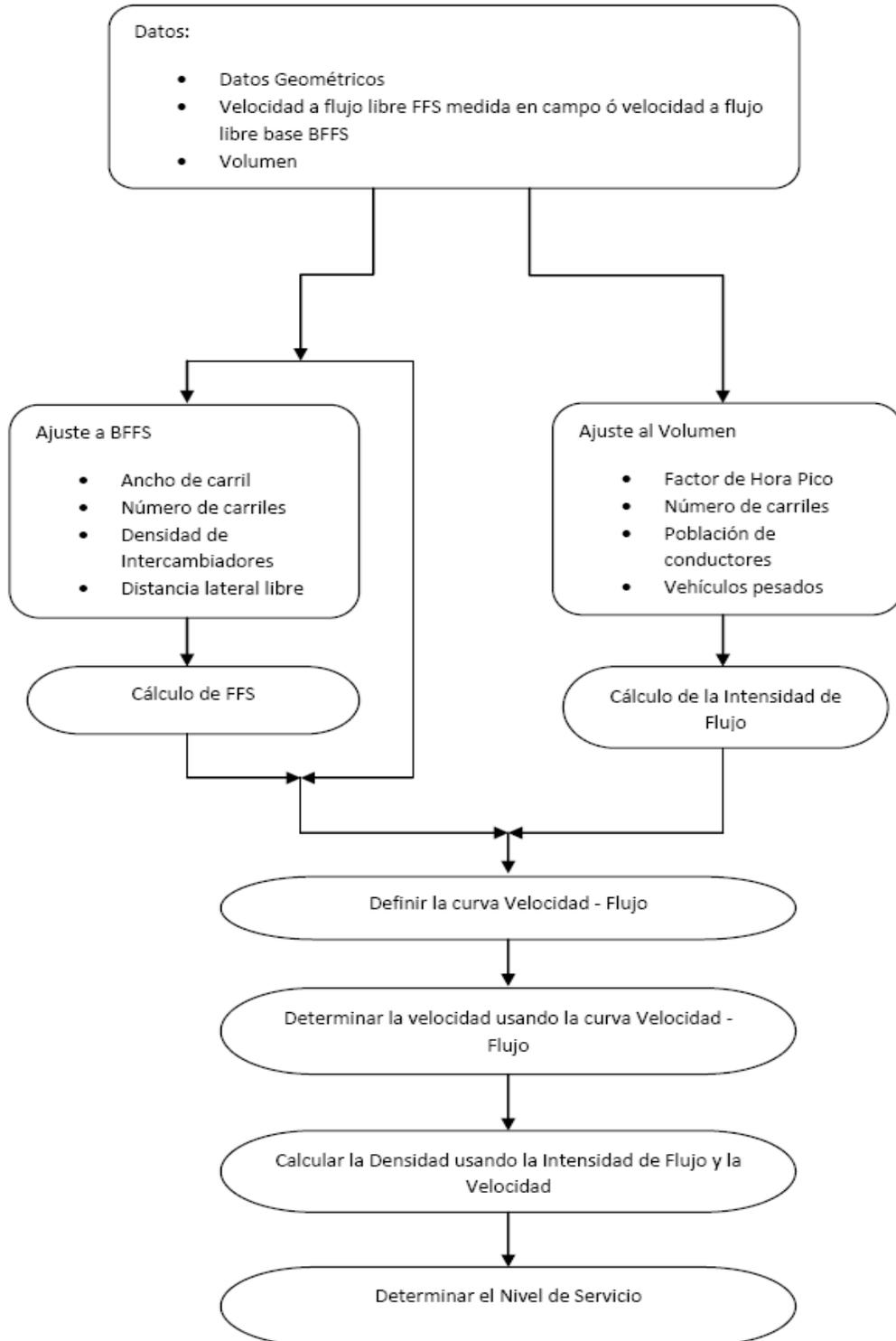
Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.6 Análisis operacional

La Figura 4.2-4 muestra la entrada y el orden de cálculo de la metodología, cuyo resultado principal es el Nivel de Servicio.



Figura 4.2-4 Metodología para el análisis de segmentos básicos de autopistas



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.2.7 Niveles de Servicio

Un segmento básico de autopista puede ser caracterizado por tres medidas de eficiencia: la densidad (vehículos livianos/km/carril), la velocidad media de los vehículos livianos y la relación volumen a Capacidad. Cada una de estas tres medidas, es un indicador de cómo el flujo vehicular es acomodado en la autopista.

La medida utilizada para proporcionar el Nivel de Servicio estimado es la densidad. Las tres medidas de velocidad, densidad y flujo o volumen se interrelacionan. Si los valores para dos de estas medidas se conocen, la tercera se puede calcular.

Los umbrales de los Niveles de Servicio para un segmento básico de autopista se resumen en la Tabla 4.2-2:

Tabla 4.2-2 Criterios para la determinación del Nivel de Servicio

NIVEL DE SERVICIO	RANGO DE DENSIDAD (veh p/km/carril)
A	0 - 7
B	>7 - 11
C	>11 - 16
D	>16 - 22
E	>22 - 28
F	>28

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Para cualquier Nivel de Servicio, la densidad máxima permitida es algo menor que la correspondiente al Nivel de Servicio en autopistas multicarriles. Esto refleja la mayor calidad de Servicio que los conductores esperan cuando usen la autopista comparado con las instalaciones multicarril superficiales. Esto no implica que en una autopista multicarril a Nivel presente mejores resultados que una autopista con el mismo número de carriles bajo condiciones similares. Para cualquier densidad, una autopista llevará mayores tasas de flujo a mayores velocidades de lo que lo haría una autopista multicarril.

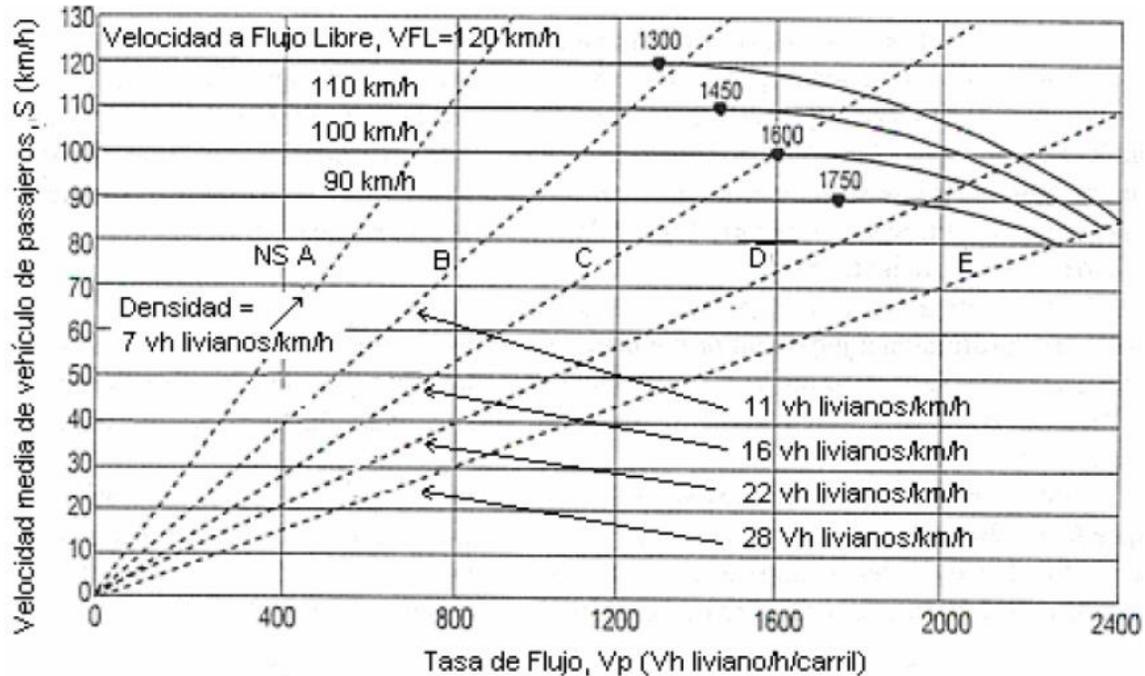
Las especificaciones de máximas densidades para los Niveles de Servicio del A al D se basan en el juicio profesional de los miembros del Comité de Capacidad de Carreteras y Calidad del Servicio de la Junta de Investigación del Transporte. El valor superior se muestra para el Nivel de Servicio E (28 veh p/km/carril), que es la densidad máxima a la que se espera ocurra el flujo sostenido.

La falla, avería, congestión y Nivel de Servicio F ocurre cuando se empiezan a formar colas en la autopista, la densidad tiende a incrementarse de forma pronunciada en las colas y puede ser considerablemente mayor que el valor máximo de 28 veh p/km/carril para el Nivel de Servicio E.

En la Figura 4.2-5 se muestra la relación entre la velocidad, el flujo y la densidad como criterio para determinar el Nivel de Servicio de segmentos básicos de autopista.



Figura 4.2-5 Relación entre la Velocidad, el Flujo y la Densidad



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Nota: la Capacidad varía por la velocidad a flujo libre. La Capacidad es de 2,400, 2,350, 2,300 y 2,250 veh p/h/carril a velocidades de flujo libre de 120, 110, 100 y 90 km/h respectivamente.

Para $90 \leq FFS \leq 120$ y tasa de flujo (V_p)

$$(3100 - 15FFS) < (1800 + 5FFS),$$

$$S = FFS - \left[\frac{1}{28} (23FFS - 180) \left(\frac{V_p + 15FFS - 3100}{20FFS - 1300} \right)^{2.6} \right]$$

Para $90 \leq FFS \leq 120$ y

$$V_p \leq (3100 - 15FFS),$$

$$S = FFS$$

4.2.8 Determinación de la velocidad a flujo libre (FFS)

La velocidad a flujo libre, FFS , es la velocidad media de los vehículos livianos, medida durante flujos bajos a moderados (hasta 1,300 vehículos livianos/hora/carril).

La velocidad a flujo libre se puede determinar por medición directa en campo, o por estimación indirecta a partir de una velocidad a flujo libre base.

La velocidad a flujo libre medida directamente en campo, debe realizarse en un sitio representativo del segmento de autopista, en las horas valle donde se representan flujos bajos o moderados. Se deben medir las velocidades de al menos 100 vehículos livianos, tomados indistintamente en todos los carriles. De esta manera, el promedio de todas las velocidades, puede ser utilizado directamente como la velocidad a flujo libre *FFS* del segmento de autopista. Medida la velocidad a flujo libre de esta manera, no será necesario realizar ajustes, ya que su valor refleja el efecto neto de todas las condiciones prevalecientes del sitio de estudio que influyen en ella.

Si no se dispone de mediciones de campo, la *velocidad a flujo libre FFS* se puede estimar indirectamente a partir de una *velocidad a flujo libre base BFFS* que debe ser ajustada para tener en cuenta las características reales del segmento estudiado. Estas características físicas son: ancho de carriles, número de carriles, distancia libre lateral derecha y densidad de intercambiadores.

La expresión básica para estimar la velocidad a flujo libre para el análisis operacional de segmentos de autopista es:

Ecuación 4.2-1

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID}$$

Dónde:

- FFS = Velocidad a flujo libre (km/h),
- BFFS = Velocidad a flujo libre base, 110 km/h (urbano) o 120 km/h (rural),
- f_{LW} = Factor de ajuste por ancho de carril (Tabla 4.2-3),
- f_{LC} = Factor de ajuste por distancia lateral libre (Tabla 4.2-4),
- f_N = Factor de ajuste por número de carril (Tabla 4.2-5), y
- f_{ID} = Factor de ajuste por densidad de intercambiadores (Tabla 4.2-6).

4.2.8.1 Velocidad a flujo libre Base BFFS

La estimación de la velocidad a flujo libre para un segmento de autopista existente o futuro se logra mediante el ajuste de una velocidad a flujo libre base que refleja la influencia de cuatro factores: ancho de carril, distancia lateral, número de carriles y la densidad de intercambiadores. Por lo tanto, el analista necesita seleccionar una velocidad a flujo libre base adecuada como punto de partida.

4.2.8.2 Ajuste por ancho de carriles: f_{LW}

Cuando el ancho de los carriles son inferiores a 3.60 metros, los conductores se ven forzados a viajar guardando entre ellos una distancia lateral inferior a la deseada, por lo que la velocidad a flujo libre base se reduce. Los conductores tienden a compensar esto, manteniendo mayores espaciamientos entre los vehículos del mismo carril. En la Tabla 4.2-3 se muestran los valores del factor de ajuste.



Tabla 4.2-3 Valores para el factor de ajuste por ancho de carril

Ancho de carril (m)	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_{LW} (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.8.3 Ajuste por distancia libre lateral: f_{LC}

Cuando existen obstáculos laterales demasiado cercanos al borde de la calzada, los conductores tienden a “alejarse” de ellos. Esto tiene el mismo efecto que un carril estrecho, obligando normalmente a los conductores a viajar más cerca el uno del otro en sentido lateral. Las distancias libres laterales base son 1.80 metros o más al lado derecho y 0.60 metros o más al lado izquierdo en la faja separadora central, medidas desde el borde exterior de los acotamientos hasta el borde de la calzada. Cuando la distancia libre lateral a la derecha es menor de 1.80 metros, la velocidad a flujo libre base se reduce. No existe ajuste disponible para reflejar el efecto de las distancias libres laterales a la izquierda menores de 0.60 metros. Deberá realizarse un juicio considerable para determinar si objetos o barreras a lo largo del lado derecho de la autopista son una verdadera obstrucción. Tales obstrucciones pueden ser continuas, como muros de contención, barreras de concreto o defensas metálicas, o discontinuas, como postes de luz o estribos de puentes. En algunos casos, los conductores pueden acostumbrarse a ciertos tipos de obstrucciones en la cual su influencia en el flujo de tráfico puede descartarse. La Tabla 4.2-4 muestra los valores para el factor de ajuste.

Tabla 4.2-4 Valores para el factor de ajuste por distancia lateral libre

Distancia lateral libre al hombro derecho (m)	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_{LC} (km/h)			
	Carriles en una dirección			
	2	3	4	≥5
≥1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
1.5	1.0	0.7	0.3	0.2
1.2	1.9	1.3	0.7	0.4
0.9	2.9	1.9	1.0	0.6
0.6	3.9	2.6	1.3	0.8
0.3	4.8	3.2	1.6	1.1
0.0	5.8	3.9	1.9	1.3

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.8.4 Ajuste por número de carriles: f_N

La condición base para autopistas urbanas y suburbanas considera 5 o más carriles por dirección; por lo que cuando se representan menos carriles, la velocidad a flujo libre base se reduce. Para



todas las autopistas rurales, no existe ajuste por número de carriles, esto es $f_N = 0$. En la Tabla 4.2-5 se muestran los valores para el factor de ajuste.

Tabla 4.2-5 Valores para el factor de ajuste por número de carriles

Número de carriles (una dirección)	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_N (km/h)
≥5	0.0
4	2.4
3	4.8
2	7.3

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.8.5 Ajuste por intensidad de intercambiadores: f_{ID}

La densidad base de intercambiadores es de 0.3 intercambiadores por kilómetro, o con un espaciamiento promedio de 3.3 km. La velocidad a flujo libre base se reduce cuando se presenta un mayor número de intercambiadores o cuando su densidad aumenta. En la Tabla 4.2-6 se muestran los valores para el factor de ajuste.

Tabla 4.2-6 Valores para el factor de ajuste por intensidad de intercambiadores

Intercambios por kilometro	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_{ID} (km/h)
≤0.3	0.0
0.4	1.1
0.5	2.1
0.6	3.9
0.7	5.0
0.8	6.0
0.9	8.1
1.0	9.2
1.1	10.2
1.2	12.1

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.9 Determinación de la tasa de flujo V_p

La tasa de flujo horaria deberá reflejar la variación temporal del flujo vehicular dentro de la hora, la influencia de los vehiculos pesados y las características de la población de conductores o usuarios. Estos efectos se reflejan ajustando el volumen horario dado en vehículos mixtos, para así llegar a una tasa de flujo horaria expresada en vehículos equivalentes o livianos, de la siguiente manera:

Ecuación 4.2-2

$$v_p = \frac{V}{FHP * N * f_{HV} * f_P}$$



Dónde:

- v_p = Tasa de flujo equivalente en 15 minutos (veh p/h/carril),
- V = Volumen horario por sentido (veh/h),
- FHP = Factor de hora pico,
- N = Número de carriles,
- f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados, y
- f_p = Factor de ajuste por tipo de conductores.

Los valores típicos del FHP varían entre 0.80 y 0.95. Valores bajos del FHP son característicos de autopistas rurales o condiciones no pico. Valores altos del FHP son típicos de condiciones pico en autopistas urbanas y suburbanas.

4.2.9.1 Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

El factor de ajuste por presencia de *vehículos pesados*, se calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 4.2-3

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

Dónde:

- f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados,
- P_T = Proporción de camiones y autobuses, expresado como decimal,
- P_R = Proporción de vehículos recreacionales, expresado como decimal,
- E_T = Equivalente en vehículos de pasajeros para camiones y autobuses, y
- E_R = Equivalente en vehículos de pasajeros para vehículos recreacionales.

El efecto de los vehículos pesados en el flujo vehicular depende tanto de las condiciones de pendientes como de la composición del tráfico. El equivalente en vehículos de pasajeros puede ser seleccionado para una de tres condiciones: segmentos generales de autopista, pendientes positivas y negativas.

4.2.9.1.1 Equivalente para segmento general de autopista

Es a menudo apropiado considerar una longitud extendida de autopista que contenga un número de pendientes y segmentos de terreno plano, como un segmento único uniforme. A modo de guía se puede usar un segmento general de autopista cuando:

- ⇒ Ninguna pendiente de 3% o mayor es más larga que 0.5 km
- ⇒ Ninguna pendiente menor de 3% es más larga que 1.0 km

Cada vez que se utilice el análisis de segmento general de autopista, el terreno de la autopista debe ser clasificado como plano, ondulado o montañoso.



4.2.9.1.2 Equivalente para pendientes específicas

Cualquier pendiente de autopista de más de 1.0 km para pendientes menores a los 3%, ó 5 km para pendientes de 3% o más, deben ser considerados en segmentos separados. El análisis para tales segmentos debe considerar las condiciones de pendientes positivas y pendientes negativas; y si la pendiente es una sola y aislada de pendiente constante; o si es parte de una serie que forman una pendiente compuesta.

4.2.9.1.3 Equivalente para Pendiente Compuesta

El alineamiento vertical de muchas autopistas resulta en una continua serie de pendientes. A menudo es necesario determinar el efecto de esta condición. La técnica más común es la de calcular una pendiente promedio del punto en cuestión. La pendiente promedio es comúnmente calculada como el total que se levanta desde el principio de la pendiente dividida entre el total de la distancia horizontal sobre la cual se extienden las pendientes.

La técnica de la pendiente compuesta es una aproximación acertada para pendientes en el cual todas sus subsecciones son menores de 4% ó la longitud total de la pendiente compuesta es menor de 1200 m.

4.2.9.2 Factor por Tipo de conductor

El factor de ajuste f_p refleja el efecto de conductores de fines de semana, recreacionales y quizá de medio día sobre la infraestructura vial. El valor de f_p se encuentra en el rango de 0.85 a 1.00. Típicamente, el analista debe seleccionar 1.00, lo cual refleja un tráfico que viaja diariamente y conoce el camino, a menos que exista suficiente evidencia para que un valor menor sea usado.

4.2.9.3 Factor de Hora Pico

El factor de hora pico (FHP) representa la variación en el flujo de tráfico dentro de una hora. Las observaciones de tráfico indican consistentemente que las tasas de flujo que se encuentran en los 15 minutos pico de una hora no se mantienen a lo largo de toda la hora. La aplicación del factor de hora pico en la Ecuación 4.2-2 representa este fenómeno.

En las autopistas, el rango para el factor de hora pico (FHP) va de 0.80 a 0.95. Factores de hora pico menores son características de autopistas rurales o condiciones de poca actividad. Factores mayores son característicos de las condiciones pico urbanas y suburbanas. Se deben utilizar los datos de campo, si es posible, para desarrollar factores de hora pico que representen las condiciones locales.

4.2.10 Determinación del Nivel de Servicio

El primer paso en determinar el Nivel de Servicio de un segmento básico de autopista consiste en definir y segmentar la autopista apropiadamente. Segundo, sobre la base de estimar o medir en campo la FFS, se construye una curva velocidad-flujo apropiadamente de la misma forma de una curva típica como la que se muestra en la Figura 4.2-2. Sobre la base de una tasa de flujo y la construcción de una curva velocidad-flujo, se lee la velocidad promedio de un vehículo de pasajeros en el eje vertical de la curva. De esta manera, la densidad se calcula utilizando la siguiente ecuación:



Ecuación 4.2-4

$$D = \frac{V_p}{S}$$

Dónde:

- D = Densidad (veh p/h/km/carril),
- v_p = Tasa de flujo equivalente (veh p/h/carril), y
- S = Velocidad promedio de los automóviles (km/h).

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

La metodología que aquí se presenta no aplica para tomar en cuenta las siguientes condiciones (sin modificaciones por el analista):

⇒ Carriles especiales reservados para un solo tipo de vehículo

La metodología no aplica en este caso, ya que las condiciones de operación del carril exclusivo para determinado tipo de flujo vehicular no serían uniformes con el resto de los carriles, por lo que la Capacidad del segmento se alteraría y se modificarían la Capacidad y el Nivel de Servicio determinado con la metodología propuesta.

⇒ Segmentos extendidos de túneles o puentes

Los segmentos extendidos de puentes o túneles no pueden ser considerados en el análisis utilizando la metodología aquí presentada, ya que estos no pertenecen al segmento básico de autopista definido al principio de esta metodología.

⇒ Segmentos cercanos a un puesto de peaje

Los segmentos cercanos a puesto de peaje no deben ser considerados para analizarse con la metodología aquí presentada, ya que dichos puntos producen importantes reducciones en la velocidad afectando seriamente las condiciones de operación del segmento en análisis.

⇒ Velocidades de flujo libre menores a los 90 km/h o por encima de los 120 km/h

La metodología aquí presentada no considera velocidades menores a 90 km/h ni mayores a 120 km/h, ya que estas velocidades repercuten seriamente en las otras medidas de eficiencia (densidad y flujo) y por lo tanto se afectan la Capacidad y el Nivel de Servicio determinados con los procedimientos propuestos.

⇒ Condiciones de demanda en exceso de la Capacidad



Cuando la demanda excede a la Capacidad, el movimiento vehicular se va tornando deficiente con pérdidas de velocidad, lo que hace el sistema tienda a saturarse, hasta llegar a funcionar en Niveles de congestionamiento, por lo que no es posible analizar estos casos con la metodología aquí presentada.

⇒ Influencia de bloqueos o colas en el segmento

La influencia de bloqueos o colas en el segmento afectan directamente a la Capacidad y al Nivel de Servicio del segmento, por ello la metodología no puede aplicarse en dichos casos.

⇒ Límites de velocidad marcados, presencia de policías o sistemas de transporte inteligentes relacionados a los vehículos o de guía para los conductores

A la fecha se han desarrollado pocas investigaciones para determinar el impacto de los sistemas inteligentes de transporte en la Capacidad y Nivel de Servicio, por ello el Manual no considera este efecto en sus metodologías.



4.3 Trenzado de Autopistas

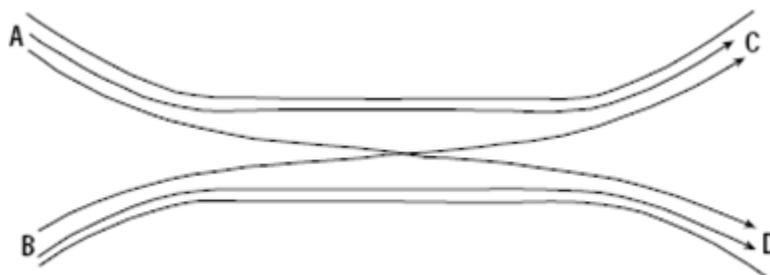
El Trenzado es definido como el entrecruzamiento de dos o más corrientes de tráfico viajando en general en la misma dirección a lo largo de una longitud significativa de autopista sin ayuda de dispositivos para control de tráfico (a excepción de señales de guía). Los segmentos de trenzado se forman cuando un área de unión seguida cercanamente por un área de separación, o cuando una rampa de entrada es seguida cercanamente por una rampa de salida y las dos son unidas por un carril auxiliar. Nótese que si una rampa de entrada de un carril es seguida cercanamente por una rampa de salida de un carril y las dos no se conectan por un carril auxiliar, los movimientos de unión y separación son considerados separadamente usando procedimientos para el análisis de terminales de rampas.

Los segmentos de trenzado requieren de intensas maniobras de cambio de carril ya que los conductores deben acceder a los carriles apropiadamente a sus puntos de salida deseados. Así, el tráfico en un segmento trenzado está sujeto a la turbulencia en exceso que se presenta normalmente en un *SEGMENTO BÁSICO DE AUTOPISTA*. La turbulencia presenta especiales problemas de operación y el diseño requiere que sea direccionado por los procedimientos descritos a continuación en esta metodología.

El siguiente esquema muestra un segmento trenzado. Sí se considera a las calles de entrada y salida como ramas, los vehículos que viajan de la rama A a la rama D deben cruzar la ruta de vehículos que viajan de la rama B a la rama C. el flujo A-D y B-C son, por lo tanto, considerados como **flujos trenzados**. Los flujos A-C y B-D también pueden existir, pero no necesitan cruzar la ruta de los otros flujos y se consideran como **flujos no trenzados**.

El siguiente esquema (Figura 4.3-1) muestra un simple segmento trenzado formado por un punto individual de unión seguido por un punto individual de divergencia. Múltiples segmentos trenzados pueden formarse donde una unión es seguida por dos puntos de divergencia o donde dos puntos de unión son seguidos por un punto de divergencia.

Figura 4.3-1 Formación de un segmento trenzado



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Los segmentos trenzados pueden existir en cualquier tipo de instalación: autopistas, autopistas múlticarriles, autopistas de dos carriles, áreas de intercambio, calles urbanas, o colector-



distribuidor de calles. Mientras la metodología del capítulo 24 fue desarrollada para autopistas, la orientación está dada en adaptar los procedimientos para segmentos de trenzado en autopistas multicarriles. No está orientada para análisis de trenzado en calles urbanas, que son considerablemente más complejas e incluyen cuestiones de señalización. Al momento, no hay procedimientos generalmente aceptados para el análisis de trenzado en calles urbanas.

Tres variables geométricas influyen en la operación de segmentos trenzados:

- ⇒ Tipo de Configuración de Trenzado
- ⇒ Longitud de Trenzado y
- ⇒ Ancho del Trenzado

Estas variables se mencionan a continuación.

4.3.1 Configuración de trenzado

La mayoría de los aspectos críticos de operación en un segmento trenzado es un intercambio de carril. Los vehículos trenzados, que deben cruzar una calle para entrar a la derecha y salir a la izquierda, o viceversa, realizan estas maniobras para hacer los cambios apropiados de carril. La configuración del segmento trenzado (i.e., la relativa colocación de carriles de entrada y salida) tienen un mayor efecto en el número de cambios de carril requeridos de vehículos trenzados que completan exitosamente sus maniobras. Hay una distinción entre cambios de carril que deben hacerse para entrecruzar exitosamente y adicionar cambios de carril que son discrecionales (i.e., no son necesarios para completar la maniobra de trenzado). El anterior debe llevarse a cabo sin la longitud confinada del segmento trenzado, mientras que el último no es restringido para el segmento trenzado en sí mismo.

La metodología del capítulo 24 identifica tres categorías principales de configuraciones de trenzado:

- ⇒ Tipo A,
- ⇒ Tipo B y
- ⇒ Tipo C.

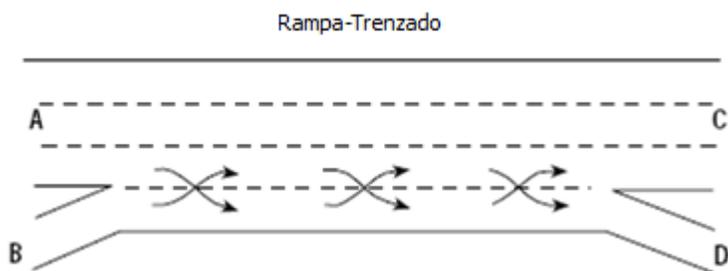
Cada una tiene características únicas que se describen a continuación.

4.3.1.1 Configuración de trenzado Tipo A

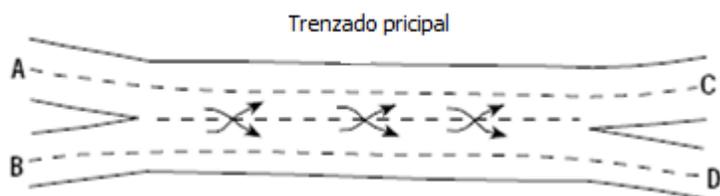
La Figura 4.3-2 ilustra dos subcategorías de segmentos de trenzado tipo A. La característica que identifica a un segmento de trenzado **tipo A** es que todos los vehículos trenzados deben hacer un cambio de carril para completar su maniobra exitosamente. Todos estos cambios de carriles ocurren a través de una línea de carril que conecta desde la entrada al área sesgada a la salida del área sesgada. Como tal, una línea es considerada como una línea de corona. Los segmentos de trenzado **tipo A** son solo segmentos que tienen una línea de corona.



Figura 4.3-2 Segmentos de trenzado TIPO A



Fuente: TRB Highway Capacity Manual HCM2000.



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Los dos tipos de segmentos difieren principalmente en el efecto de la geometría de la rampa en la velocidad. Para la mayoría de los segmentos rampa-trenzado, la velocidad de diseño es significativamente más baja que la velocidad de diseño de la autopista. Así, los vehículos en rampas de entrada y de salida deben acelerar o desacelerar conforme cruzan el segmento trenzado. Para segmentos trenzados amplios, frecuentemente las ramas de entrada y salida poseen velocidades de diseño similares a la del carril principal de la autopista, y dicha aceleración y desaceleración no son necesarias. Debe notarse que la metodología del capítulo 24 fue calibrada para configuraciones de rampa-trenzado.

Ya que todos los vehículos en el segmento trenzado en una configuración **tipo A** deben ejecutar un cambio de carril a través de la línea de corona, los vehículos en el segmento trenzado son generalmente confinados a ocupar los dos carriles adyacentes a la línea de corona. Algunos vehículos no trenzados compartirán estos carriles. Esto limitará esencialmente el número de carriles que los vehículos trenzados pueden ocupar.

4.3.1.2 Configuración de trenzado Tipo B

Los segmentos de trenzado **tipo B** se muestran en la Figura 4.3-3. Todos los segmentos de trenzado **tipo B** caen en una categoría general de segmentos de trenzado principales en que tales segmentos siempre tienen por lo menos tres ramas de entrada y salida con múltiples carriles (excepto para algunas configuraciones de colector-distribuidor).

Una vez más, este cambio de carril requiere de vehículos trenzados que caracterizan la configuración **tipo B**:

- ⇒ Un movimiento trenzado puede realizarse sin hacer ningún cambio de carriles, y
- ⇒ El otro movimiento trenzado requiere máximo un cambio de carril.

Las figuras muestran dos tipos de segmentos trenzados. En ambos casos, el movimiento B-C (entrada por la derecha, salida por la izquierda) puede hacerse sin ejecutar ningún cambio de carril, mientras el movimiento A-D (entrada por la izquierda, salida por la derecha) requiere un solo cambio de carril. Esencialmente, hay un carril continuo que permite la entrada a la derecha y la salida a la izquierda. En la Figura 4.3-3, esto se logra al proporcionar un carril de divergencia en la salida del nudo. Desde este carril, un vehículo puede continuar por cualquiera de las ramas sin ejecutar un cambio de carril.

Este tipo de diseño también es conocido como carril de equilibrio, es decir, el número de carriles para salir de la divergencia es uno más que el número de carriles aproximándose a ella.

En la Figura 4.3-4, el mismo escenario de cambio de carril es proporcionado al tener un carril desde la unión a la rama A con un cambio de carril desde la rama B a la entrada del nudo. Esto es ligeramente menos eficiente que el proporcionado por el carril de equilibrio a la salida del conglomerado pero producen un número similar de cambios de carril por los vehículos trenzados.

La configuración mostrada en la Figura 4.3-5 es única, teniendo ambas una unión de dos carriles a la entrada del conglomerado y un carril de equilibrio a la salida del conglomerado. En este caso, ambos movimientos trenzados pueden llevarse a cabo sin hacer un cambio de carril. Tales configuraciones se encuentran con mayor frecuencia en las autopistas colector-distribuidor como parte de un intercambio.

Los segmentos de trenzado **Tipo B** son extremadamente eficientes en llevar grandes flujos trenzados, principalmente porque de la disposición de un carril de paso en por lo menos uno de los movimientos trenzados.

Los movimientos de trenzado también pueden hacerse con un cambio de carril individual desde cualquiera de los carriles adyacentes hacia el carril de paso. Así, los vehículos trenzados pueden ocupar un número sustancial de carriles en el segmento trenzado y no hay restricciones como en el segmento **tipo A**.



Figura 4.3-3 Segmento de trenzado TIPO B

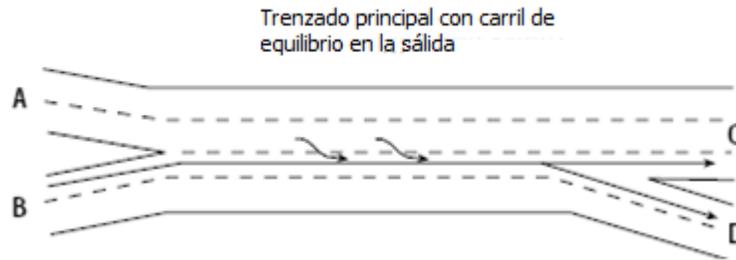


Figura 4.3-4 Segmento de trenzado TIPO B

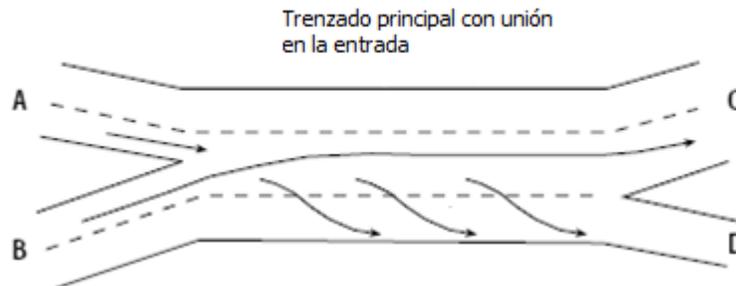
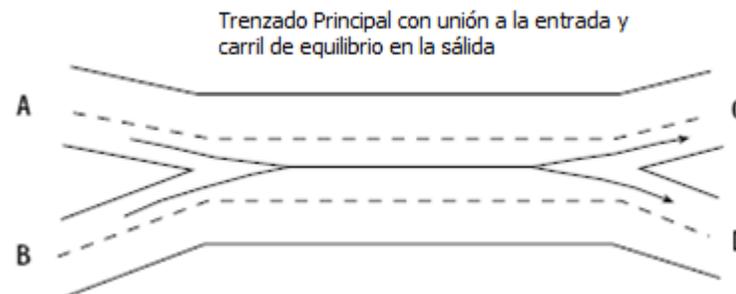


Figura 4.3-5 Segmento de trenzado TIPO B



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.3.1.3 Configuración de trenzado Tipo C

Los segmentos de trenzado **tipo C** son similares a los del **tipo B** en que uno o más de los carriles son proporcionados para uno de los movimientos. La característica distintiva de una configuración de segmento de trenzado **tipo C** es que los otros movimientos de trenzado requieren un mínimo de dos cambios de carril para completar una maniobra de trenzado exitosa. Así, un segmento de trenzado **tipo C** se caracteriza por lo siguiente:

- ⇒ Un movimiento de trenzado puede realizarse sin hacer un cambio de carril, y
- ⇒ El otro movimiento de trenzado requiere dos o más cambios de carril.

La Figura 4.3-6 y Figura 4.3-7 muestran dos tipos de segmento de trenzado **tipo C**. en la Figura 4.3-7, los movimientos B-C no requieren un cambio de carril, mientras el movimiento A-D requiere dos cambios de carril. Este tipo de segmento es formado cuando no hay ni unión de carriles a la entrada del conglomerado ni un carril de equilibrio a la salida del conglomerado, y no existe línea



de corona. Sin embargo, un segmento es relativamente eficiente para movimientos de trenzado en la dirección del flujo de la autopista, no puede manejarse eficientemente un gran flujo trenzado en la otra dirección.

La Figura 4.3-6 y Figura 4.3-7 muestran a dos segmentos de trenzado. Se forman cuando una rampa de entrada a la derecha es seguida por una rampa de salida a la izquierda, o viceversa. En tales casos, el flujo a través de la autopista opera funcionalmente como un flujo trenzado. Los vehículos de rampa a rampa deben cruzar todos los carriles para ejecutar su maniobra deseada. Los carriles de la autopista son, en efecto, a través de los carriles de trenzado, y los vehículos de rampa a rampa deben hacer múltiples cambios de carril como cruzar la autopista de un lado a otro. Aunque es técnicamente un tipo de configuración **tipo C**, existe poca información concerniente a la operación de tales segmentos. La metodología del capítulo 24 fue calibrada para el tipo de segmento mostrada en la Figura 4.3-6 y proporciona solo las más ásperas aproximaciones cuando es aplicado a un segmento de trenzado doble.

Figura 4.3-6 Segmento de trenzado TIPO C

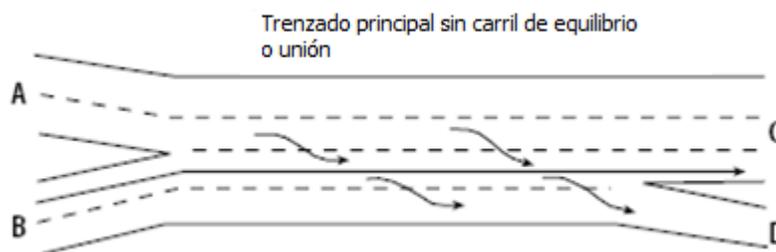
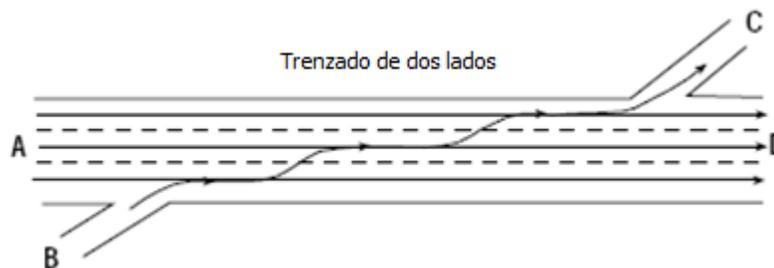


Figura 4.3-7 Segmento de trenzado TIPO C



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

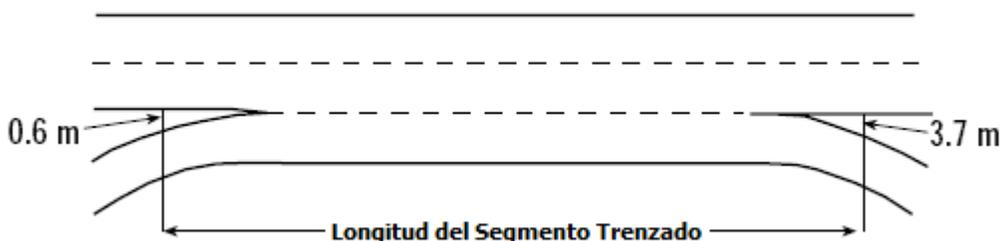
4.3.2 Longitud del trenzado

Debido a que los vehículos trenzados deben ejecutar todos los cambios de carril requeridos para sus maniobras dentro del segmento trenzado desde la entrada hasta la salida, la longitud de trenzado es un parámetro importante. La longitud del segmento trenzado restringe el tiempo y espacio en que el conductor debe realizar todos los cambios de carril necesarios. Por lo tanto, como la longitud del segmento trenzado disminuye (la configuración y el flujo trenzado es constante), la intensidad de cambios de carril, y la turbulencia resultante aumentan.



La medida de la longitud trenzada se muestra en la Figura 4.3-8. La longitud se mide desde el punto de la unión en el borde derecho del carril del hombro de la autopista y el borde izquierdo del carril de separación, siendo 0.6 y 3.7 metros respectivamente como se muestra continuación:

Figura 4.3-8 Medición de la longitud de un segmento trenzado



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Los procedimientos del capítulo 24 generalmente se aplican a segmentos de trenzado de hasta 750 metros de longitud. Pudiendo existir segmentos trenzados más largos, pero los movimientos de unión y separación se realizan normalmente por separado, con cambios de carril tendiendo a concentrarse cerca de las áreas de unión y separación. La turbulencia de trenzado puede existir en alguna medida a lo largo de segmentos más largos, pero las operaciones son aproximadamente las mismas que para los segmentos básicos de autopistas, excepto para las áreas de influencia de las rampas cerca de áreas de entrada y salida.

4.3.3 Ancho de trenzado

La tercer variable geométrica que influye en la operación de un segmento trenzado es su ancho, que se define como el número total de carriles entre la entrada y salida del área en cuestión, incluyendo el carril auxiliar, si es que existe. Como el número de carriles aumenta, la Capacidad de procesamiento también aumenta. Al mismo tiempo, la oportunidad para cambiar de carril se incrementa discrecionalmente para los cambios de carril que pueden llevarse a cabo en el segmento de trenzado.

4.3.4 Alcance de la metodología

Esta sección contiene una discusión completa y definiciones de operación restringida y no restringida en segmento trenzados y tres tipos de configuración de trenzado: Tipo A, Tipo B y Tipo C. Un entendimiento de estos conceptos y definiciones es crítico para la correcta aplicación de la metodología y la interpretación adecuada de los resultados del análisis.

4.3.5 Componentes de la metodología

La metodología presentada a continuación contiene cinco distintos componentes:

- ⇒ Modelos de predicción de la velocidad media espacial (velocidad media de marcha) de los vehículos trenzados y no trenzados en el segmento trenzado (los modelos son

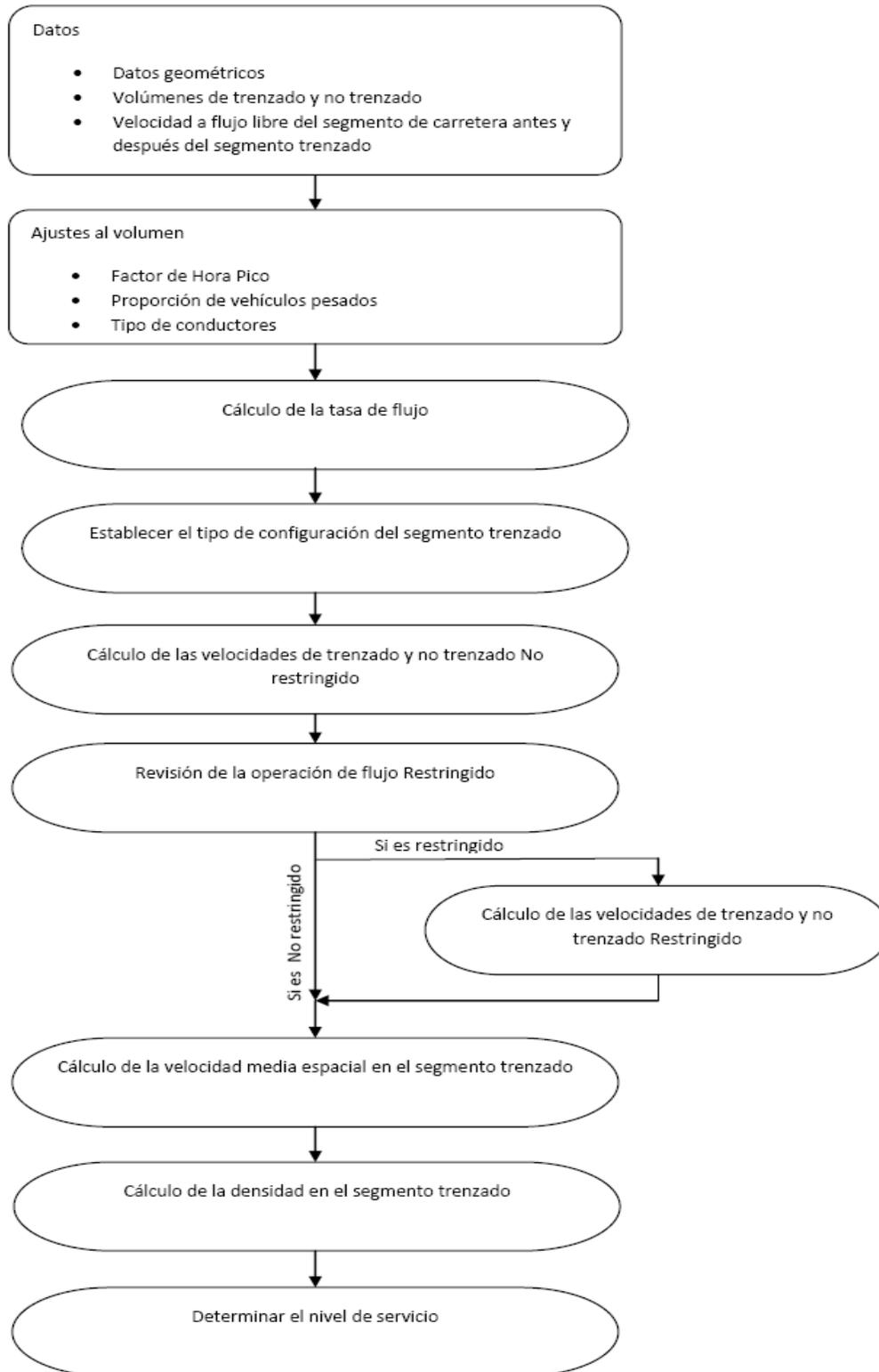
especificados para cada tipo de configuración y para operaciones restringida y no restringida),

- ⇒ Los modelos describen el uso proporcional de los carriles por vehículos trenzados y no trenzados, utilizado para determinar si la operación es restringida o no restringida,
- ⇒ Un algoritmo que convierte la velocidad predicha en una densidad promedio en el segmento trenzado,
- ⇒ El criterio para definir el Nivel de Servicio basado en la densidad dentro del segmento trenzado, y
- ⇒ Un modelo para determinar la Capacidad de un segmento trenzado.

La Figura 4.3-9 resume la metodología para segmentos de autopista trenzados.



Figura 4.3-9 Metodología para el análisis de segmentos trenzados



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.3.6 Nivel de Servicio

El Nivel de Servicio de un segmento trenzado se determina al comparar la densidad calculada con el criterio que se muestra en la Tabla 4.3-1. Un Nivel de Servicio individual es utilizado para caracterizar el flujo total en un segmento trenzado, aunque se reconoce que en algunas situaciones (especialmente en los casos de operaciones restringidas) los vehículos no trenzados pueden alcanzar operación de mayor calidad que los vehículos trenzados.

Tabla 4.3-1 Criterios para la determinación del Nivel de Servicio

NIVEL DE SERVICIO	DENSIDAD (veh p/km/carril)	
	Segmento de autopista Trenzado	Segmentos de Multicarril y Colector - Distribuidor Trenzados
A	≤ 6.0	≤ 8.0
B	> 6.0 – 12.0	> 8.0 – 15.0
C	> 12.0 – 17.0	> 15.0 20.0
D	> 17.0 – 22.0	> 20.0 – 23.0
E	> 22.0 – 27.0	> 23.0 – 25.0
F	> 27.0	> 25.0

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

En general este criterio permite densidades ligeramente mayores a un umbral de Nivel de Servicio que un segmento básico de autopista o un segmento de autopista multicarril. Esto sigue la filosofía que los conductores esperan y aceptarán mayores densidades en segmentos trenzados que en segmentos básicos de autopistas o segmentos de autopista multicarril. Los límites de los Niveles de Servicio E/F no siguen este enfoque. Más bien, reflejan la densidad que son algo inferiores que las identificadas para segmentos básicos o segmentos de autopistas multicarril. Debido a la turbulencia adicional en los segmentos trenzados, se cree que la falla se produce en densidades algo menores que en segmentos básicos de autopista y segmentos de autopista multicarril.

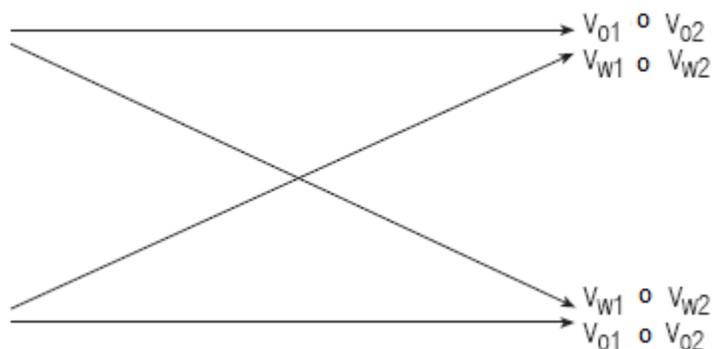
4.3.7 Parámetros de los segmentos trenzados

La Figura 4.3-10 muestra y la Tabla 4.3-2 define las variables que son utilizadas en el análisis de los segmentos trenzados.

Todas las calles existentes o proyectadas y las condiciones de tráfico deben ser especificadas cuando se aplica la metodología. Las condiciones de la calle incluyen la longitud del segmento, el número de carriles, el tipo de configuración bajo estudio, y el tipo de terreno o las condiciones de la pendiente. Si no se conoce la velocidad a flujo libre, las características del segmento básico de autopista o de autopista multicarril deben ser especificadas para permitir su determinación usando el algoritmo de la metodología presentada anteriormente.



Figura 4.3-10 Parámetros que afectan la operación del segmento trenzado



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Tabla 4.3-2 Parámetros que afectan la operación del segmento trenzado

Símbolo	Definición
L	Longitud del segmento trenzado (m)
N	Número total de carriles en el segmento trenzado
N_w	Número de carriles para ser usados por vehículos trenzados si la operación no restringida se logra
N_w (máx)	Máximo número de carriles que pueden ser usados por vehículos trenzados en una configuración dada
N_{nw}	Número de carriles usados por vehículos no trenzados
v	Tasa de flujo total en el segmento trenzado (veh p/h)
v₀₁	Tasa de flujo mayor de las dos no trenzadas en el segmento trenzado (veh p/h)
v₀₂	Tasa de flujo menor de las dos no trenzadas en el segmento trenzado (veh p/h)
v_{w1}	Tasa de flujo mayor de las dos trenzadas en el segmento trenzado (veh p/h)
v_{w2}	Tasa de flujo menor de las dos trenzadas en el segmento trenzado (veh p/h)
v_w	Flujo total trenzado en el segmento trenzado (veh p/h) ($v_w = v_{w1} + v_{w2}$)
v_{nw}	Flujo total no trenzado en el segmento trenzado (veh p/h) ($v_{nw} = v_{01} + v_{02}$)
VR	Relación de volumen; la relación de flujo trenzado a flujo total en el segmento trenzado ($VR = v_w / v$)
R	Relación de trenzado; la relación del menor flujo trenzado a flujo trenzado total ($R = v_{w2} / v_w$)
S_w	Velocidad de los vehículos trenzados (km/h)
S_{nw}	Velocidad de los vehículos no trenzados (km/h)
S	Velocidad de todos los vehículos (km/h)
D	Densidad de todos los vehículos (veh p/km/carril)
W_w	Factor de intensidad de trenzado para predecir la velocidad de trenzado
W_{nw}	Factor de intensidad de trenzado para predecir la velocidad de no trenzado

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.3.8 Determinación de la tasa de flujo

Todos los modelos y ecuaciones en esta metodología se basan en la tasa de flujo de los 15 minutos pico en vehículos equivalentes por hora. Por lo tanto, el volumen horario debe ser convertido a esta base, usando la Ecuación 4.3-1:

Ecuación 4.3-1

$$v = \frac{V}{FHP * f_{HV} * f_p}$$

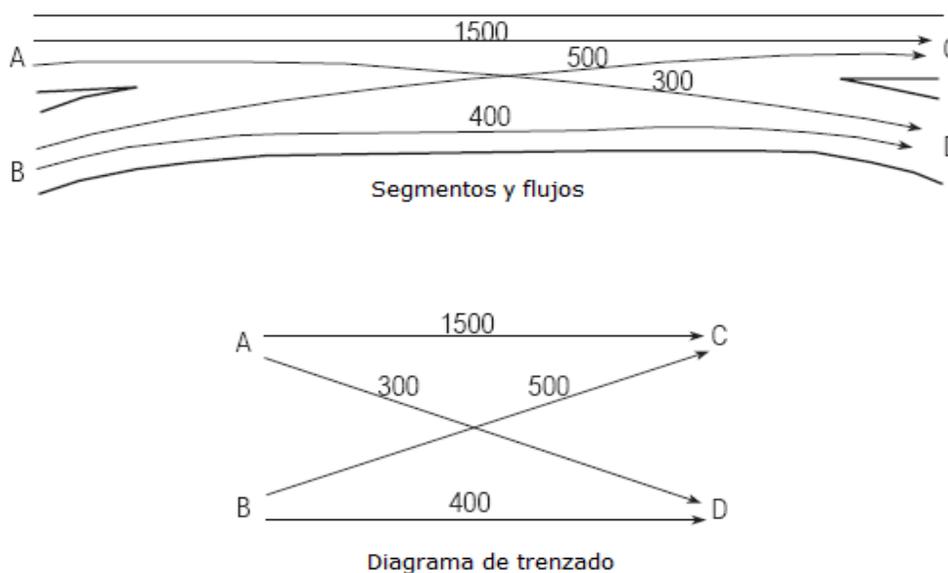
Dónde

- v = Flujo máximo de 15 minutos en una hora (veh p/h).
- V = Volumen horario (veh/h),
- f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados (de un segmento básico de autopista o autopista multicarril), y
- f_p = Factor por tipo de conductor.

4.3.9 Diagrama del segmento trenzado

Después de que se han convertido las tasa de flujo, es útil construir un diagrama de trenzado como se muestra en la Figura 4.3-11. Todos los flujos se muestran como tasas de flujo en vehículos de pasajeros equivalentes por hora, se identifican las variables críticas de análisis y se colocan en el diagrama. Ahora el diagrama puede ser usado como una referencia para toda la información requerida en la aplicación de la metodología.

Figura 4.3-11 Construcción y uso de diagramas de trenzado



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.3.10 Configuración del segmento trenzado

La configuración del segmento trenzado se basa en el número de cambios de carril requeridos para cada movimiento trenzado. Una discusión más completa de estos conceptos se presenta en el ANEXO 2 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA TRENZADOS DE AUTOPISTAS La Tabla 4.3-3 se puede usar para establecer el tipo de configuración.

DETERMINACIÓN DEL TIPO DE CONFIGURACIÓN

Tabla 4.3-3 Determinación del tipo de configuración

Número de cambios de carril requeridos para el movimiento Vw1	Número de cambios de carril requeridos para el movimiento Vw2		
	0	1	≥ 2
0	Tipo B	Tipo B	Tipo C
1	Tipo B	Tipo A	N/A
≥ 2	Tipo C	N/A	N/A

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Los tres tipos de configuración geométrica se definen como sigue:

- ⇒ Tipo A – los vehículos trenzados en ambas direcciones deben hacer un cambio de carril para completar una maniobra de trenzado exitosa.
- ⇒ Tipo B – los vehículos trenzados en una dirección pueden completar una maniobra de trenzado sin hacer un cambio de carril, mientras los otros vehículos en el segmento trenzado deben hacer un cambio de carril para completar una maniobra de trenzado exitosa.
- ⇒ Tipo C – los vehículos trenzados en una dirección pueden completar una maniobra de trenzado sin hacer un cambio de carril, mientras los otros vehículos en el segmento trenzado deben hacer dos o más cambios de carril para completar una maniobra de trenzado exitosa.

4.3.11 Determinación de las velocidades de trenzado y no trenzado

El corazón del procedimiento de análisis de un segmento de trenzado es la predicción de la velocidad media espacial de los flujos trenzados y no trenzado dentro del segmento trenzado. Se predicen por separado porque bajo ciertas condiciones pueden ser muy diferentes, y el analista debe ser consciente de ello.

El algoritmo para la predicción de la velocidad media de trenzado y no trenzado en general puede ser declarada por la Ecuación 4.3-2.

Ecuación 4.3-2

$$S_i = S_{min} + \frac{S_{max} - S_{min}}{1 + W_i}$$



Dónde

- S_i = Velocidad media de vehículos trenzados ($i=w$) o no trenzados ($i=nw$) (km/h),
- $S_{mín}$ = Velocidad mínima esperada en un segmento trenzado (km/h),
- $S_{máx}$ = Velocidad máxima esperada en un segmento trenzado (km/h), y
- W_i = Factor de intensidad de trenzado para flujos trenzado ($i=w$) y no trenzado ($i=nw$).

Para los propósitos de estos procedimientos, la velocidad mínima, $S_{mín}$, se ha fijado en 24 km/h. La velocidad máxima, $S_{máx}$, se toma como el promedio de la velocidad a flujo libre del segmento de que entra y sale del segmento trenzado más 8km/h. La adición de 8 km/h a la velocidad a flujo libre se ajusta a la tendencia de poca frecuencia de altas velocidades en el algoritmo. El establecimiento de la velocidad máxima y mínima restringe a un rango razonable de predicción al algoritmo. Con la incorporación de estas suposiciones, la predicción de la velocidad está dada por la Ecuación 4.3-3.

Ecuación 4.3-3

$$S_i = 24 + \frac{S_{FF} - 16}{1 + W_i}$$

Donde S_{FF} es el promedio de la velocidad a flujo libre del segmento de autopista que entra y sale del segmento trenzado (km/h).

Las estimaciones iniciales de la velocidad siempre se basan en la suposición de operaciones No restringidas. Esta suposición es probada más tarde, y se recalculan las velocidades si las operaciones resultan ser Restringidas.

La combinación de la Ecuación 4.3-2 y la Ecuación 4.3-3 da sensibilidades que son consistentes con las operaciones observadas de segmentos trenzados.

- ⇒ Como la longitud del segmento trenzado aumenta, la velocidad también aumenta y la intensidad de cambios de carril disminuye.
- ⇒ Como la proporción de vehículos trenzados aumenta en el flujo total (VR), la velocidad disminuye, reflejando el incremento de turbulencia provocado por altas proporciones de vehículos trenzados en la corriente de tráfico.
- ⇒ Como el promedio de flujo total por carril aumenta, la velocidad disminuye, reflejándose mayor intensidad de demanda.
- ⇒ Las operaciones restringidas producen bajas velocidades de trenzado y mayores velocidades de no trenzado que las operaciones restringidas. Esto refleja el hecho de que los vehículos trenzados se restringen para ocupar menos espacio del que el equilibrio requiere, mientras los vehículos no trenzados tienen más que su correspondiente cuota de espacio de equilibrio. En la Tabla 4.3-4, esto se ve reflejado por las diferencias en la constante a.



Tabla 4.3-4 Constantes para el cálculo de los factores de intensidad de trenzado

	Constantes para velocidad trenzada, S_w				Constantes para velocidad No trenzada, S_{nw}			
	a	B	c	d	a	b	c	d
Configuración tipo A								
No restringida	0.15	2.2	0.97	0.80	0.0035	4.0	1.3	0.75
restringida	0.35	2.2	0.97	0.80	0.0020	4.0	1.3	0.75
Configuración tipo B								
No restringida	0.08	2.2	0.70	0.50	0.0020	6.0	1.0	0.50
Restringida	0.15	2.2	0.70	0.50	0.0010	6.0	1.0	0.50
Configuración tipo C								
No restringida	0.08	2.3	0.80	0.60	0.0020	6.0	1.1	0.60
Restringida	0.14	2.3	0.80	0.60	0.0010	6.0	1.1	0.60

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Las configuraciones tipo B son más eficientes para el manejo de grandes flujos trenzados. Las velocidades de trenzado para tales flujos son mayores que para las configuraciones tipo A y C de igual longitud y ancho.

- ⇒ La sensibilidad de la velocidad a la longitud es más grande para las configuraciones de tipo A, debido a que los vehículos a menudo aceleran o desaceleran a medida que atraviesan el segmento trenzado.
- ⇒ La sensibilidad de velocidades no trenzadas a la relación de volúmenes (VR) es más grande para los tipos de configuración B y C. porque estas configuraciones pueden acomodar altas proporciones de vehículos trenzados y porque cada uno tiene un carril a través del movimiento trenzado, es más probable que los vehículos no trenzados compartan carriles con los vehículos trenzados que en la configuración Tipo A, donde la oportunidad de segregar es mayor.

El último punto es importante y sirve para resaltar la diferencia esencial entre las configuraciones Tipo A (particularmente rampa - trenzados) y las otras (Tipos B y C). Ya que todos los vehículos trenzados deben cruzar una línea de corona en el segmento tipo A, los vehículos trenzados tienden a concentrarse en dos carriles adyacentes a la línea de la corona, mientras los vehículos no trenzados gravitan en torno a los carriles exteriores. Por lo tanto hay substancialmente más segregación de flujo trenzado y no trenzado en las configuraciones tipo A.

Esta diferencia hace que los segmentos tipo A se comporten algo diferente de las otras configuraciones. Las velocidades tienden a ser mayores en los segmentos tipo A que en los segmentos tipo B y C dada la misma longitud, ancho y demanda de flujo. Sin embargo, esto no indica que los segmentos Tipo A operen siempre mejor que los Tipos B y C para longitudes,



anchos y flujos similares. Los segmentos Tipo A tienen restricciones más severas sobre la cantidad de tráfico trenzado que puede ser acomodado al hacer otras configuraciones.

4.3.11.1 Determinación de la Intensidad de Trenzado

Los factores e intensidad de trenzado (W_w y W_{nw}) son una medida de la influencia de la actividad de trenzado en las velocidades promedio de ambos vehículos trenzado y no trenzado. Estos factores se calculan por medio de la Ecuación 4.3-4.

Ecuación 4.3-4

$$W_i = \frac{\alpha(1 + VR)^b \left(\frac{v}{N}\right)^c}{(3.28L)^d}$$

Dónde

- W_i = Factor de intensidad de trenzado ($i=w$) y no trenzado ($i=nw$),
- VR = Relación de volumen,
- v = Tasa de flujo total en el segmento trenzado (veh p/h),
- N = Número total de carriles en el segmento trenzado,
- L = Longitud del segmento trenzado (m), y
- a, b, c, d = Constantes de calibración.

4.3.11.2 Constantes para el cálculo de los factores de intensidad

Las constantes para el cálculo de los factores de intensidad (a, b, c, d) son dadas en la Tabla 4.3-4. Los valores de estas constantes varían en base a tres factores:

- ⇒ Si la predicción de la velocidad media es para vehículos trenzado o no trenzados,
- ⇒ Configuraciones Tipo (A, B, C), y
- ⇒ Si la operación es restringida o no restringida.

4.3.12 Determinación del tipo de operación

La determinación de si un determinado segmento de trenzado esta operando en un estado restringido o no restringido se basa en la comparación de dos variables que se definen a continuación.

N_w = número de carriles que deben ser usados por vehículos para lograr el equilibrio o la operación no restringida, y

$N_w(\text{máx})$ = máximo número de carriles que pueden ser usados por vehículos trenzados para una configuración dada.

Los valores fraccionales para los requerimientos del uso de carriles puede ocurrir porque los vehículos trenzados y no trenzados comparten algunos carriles. Casos en los que $N_w < N_w(\text{máx})$ son **No restringidos** porque no hay impedimentos para que los vehículos usen el número de



carriles requeridos para el equilibrio. Si $N_w > N_w$ (máx), los vehículos trenzados son restringidos a utilizar N_w (máx) carriles y por lo tanto no pueden ocupar tanto la calzada como sería necesario para establecer las operaciones de equilibrio. La siguiente tabla proporciona algoritmos para el cálculo de N_w y muestra los valores de N_w (máx), que se discuten más ampliamente en el ANEXO 2 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA TRENZADOS DE AUTOPISTAS

Tabla 4.3-5 Criterios para operación de segmentos trenzados vs No trenzados

Configuración	Número de carriles necesarios para la operación No restringida, N_w	N_w (máx)
Tipo A	$1.21(N)VR^{0.571}L^{0.234}/S_w^{0.438}$	1.4
Tipo B	$N[0.085+0.703VR+(71.57/L)-0.0112(S_{nw}-S_w)]$	3.5
Tipo C	$N[0.761+0.047VR-0.00036L-0.0031(S_{nw}-S_w)]$	3.0

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Las ecuaciones de la Tabla 4.3-5 se basan en la predicción de las velocidades trenzadas y no trenzadas **No restringidas**. Las ecuaciones toman esos resultados y predicen el número de carriles que los vehículos tendrían que ocupar para lograr velocidades no restringidas. Si el resultado indica que las operaciones restringidas existen, las velocidades deben ser recalculadas usando las ecuaciones restringidas (se deberán cambiar los coeficientes para las condiciones restringidas).

El límite en el número máximo de carriles trenzado, N_w (máx), es más restrictiva para el segmento Tipo A y refleja la necesidad de los vehículos trenzados a agruparse en los dos carriles adyacentes a la línea de la corona. A través de los carriles trenzados en las configuraciones Tipo B y C se prevé una mayor ocupación de los carriles por los vehículos trenzados.

El Tipo A tiene otra inusual, pero entendible característica, como la longitud del segmento Tipo A se incrementa, la *operación restringida* es más probable que resulte. A medida que aumenta la longitud, la velocidad de los vehículos también es capaz de aumentar. Por lo tanto, los vehículos trenzados usan más espacio a medida que aumenta la longitud, y la probabilidad de que requiera más que el máximo de 1.4 carriles para alcanzar el equilibrio también aumenta.

Los tipos B y C muestran la tendencia opuesta. El aumento de la longitud tiene menos efecto sobre la velocidad de trenzado en las configuraciones Tipo A. en primer lugar, la aceleración y desaceleración de las rampas de baja velocidad son un problema menor para los tipos B y C, que son, por definición segmentos de trenzado principales. En segundo lugar, la mezcla substancial de vehículos trenzados y no trenzados en los mismos carriles hacen que las velocidades resulten menos sensibles a la longitud. En los segmentos Tipo B y C, la proporción de carriles necesarios por los vehículos trenzados para alcanzar la operación no restringida disminuye a medida que aumenta la longitud.

El analista debe tener en cuenta que bajo condiciones extremas (VR alto, longitud corta), la ecuación para el segmento Tipo B puede predecir valores de $N_w > N$. si bien esto no es práctico y



refleja porciones de la base de datos de la investigación con datos de campo dispersos, siempre puede constituir una indicación de las *operaciones restringidas*.

4.3.13 Determinación de la velocidad del segmento trenzado

Una vez que las velocidades han sido estimadas y se ha determinado el tipo de operación (que puede ocasionar que se recalculen las velocidades), el promedio de la velocidad media espacial de todos los vehículos en el segmento se calcula de acuerdo a la Ecuación 4.3-5.

Ecuación 4.3-5

$$S = \frac{v}{\left(\frac{v_w}{S_w}\right) + \left(\frac{v_{nw}}{S_{nw}}\right)}$$

Dónde

- S = Velocidad media espacial de todos los vehículos en el segmento trenzado (km/h),
- S_w = Velocidad media espacial de los vehículos trenzados en el segmento trenzado (km/h),
- S_{nw} = Velocidad media espacial de los vehículos no trenzados en el segmento trenzado (km/h),
- v = Tasa de flujo total en el segmento trenzado (veh p/h),
- v_w = Tasa de flujo trenzado en el segmento trenzado (veh p/h), y
- v_{nw} = Tasa de flujo no trenzado en el segmento trenzado (veh p/h).

4.3.14 Determinación de la densidad

El promedio de la velocidad para todos los vehículos puede ser usado para calcular la densidad para todos los vehículos en el segmento trenzado como se muestra en la Ecuación 4.3-6.

Ecuación 4.3-6

$$D = \frac{\left(\frac{v}{S}\right)}{S}$$

Donde *D* es la densidad promedio de todos los vehículos en el segmento trenzado (veh p/km/carril).

4.3.15 Determinación de la Capacidad del segmento trenzado

La Capacidad de un segmento trenzado es una combinación de flujos que provocan que la densidad alcance el Nivel de Servicio **E/F**, condición límite de 27.0 veh p/km/carril para autopistas o 25.0 veh p/km/carril para autopistas multicarril. Por lo tanto, la Capacidad varía con un número de variables como son: la configuración, número de carriles, velocidad a flujo libre de la autopista o autopista multicarril, longitud y relación de volumen. Debido a la forma de predicción de los algoritmos, la generación de una solución sencilla de forma cerrada para la Capacidad dada las especificaciones de las otras variables no es posible. Por el contrario, se debe utilizar un proceso de prueba y error.



En el ANEXO 2 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA TRENZADOS DE AUTOPISTAS Se presenta el **Exhibit 24-8 del HCM**, que muestra tabulados los valores de la Capacidad de segmentos trenzados para una serie de situaciones. Como una estimación, la interpolación lineal se puede utilizar para valores intermedios. Las Capacidades tabuladas reflejan algunas otras limitaciones en la operación de segmentos trenzados que reflejan las observaciones de campo:

- ⇒ La Capacidad de un segmento trenzado nunca puede exceder la Capacidad de un segmento básico de autopista o un segmento de autopista multicarril similar.
- ⇒ Estudios de campo siguieren que las tasas de flujo no deben exceder los siguientes valores. 2,800 veh p/h para la configuración Tipo A, 4,000 veh p/h para la configuración Tipo B y 3,500 para la configuración Tipo C. A pesar que de que se han observado flujos mayores, se puede provocar la falla sin importar los resultados de análisis utilizando los procedimientos de esta metodología.
- ⇒ Estudios de campo indican que hay también limitaciones en la proporción del flujo trenzado (VR) que puede ser acomodado por varias configuraciones: 1.00, 0.45, 0.35 0 0.20 para el Tipo A con dos, tres, cuatro o cinco carriles, respectivamente, 0.80 para el Tipo B, y 0.50 para el tipo C. En relaciones de mayor volumen, las operaciones estables pueden ocurrir, pero las operaciones serán peores que las previstas por la metodología, y la falla puede ocurrir.
- ⇒ Para segmentos Tipo C, la relación de trenzado, R, no debe exceder de 0.40, con el flujo trenzado más grande estando en la dirección del carril de trenzado. En relaciones de trenzado mayores o donde el flujo trenzado dominante no esté en dirección del carril de trenzado, pueden ocurrir operaciones estables, pero las operaciones serán peores que las estimadas por la metodología. La falla puede ocurrir en algunos casos.
- ⇒ La máxima longitud por la que se lleva a cabo el análisis de trenzado es de 750 metros para todos los tipos de configuración. Más allá de estas longitudes, áreas de unión y separación se consideran por separado utilizando la metodología del capítulo 25, “rampas y unión de rampas”.

Como se señaló anteriormente, la Capacidad de un segmento trenzado está representado por un conjunto de condiciones que se resultan en una densidad promedio de 27 veh p/km/carril (para autopistas) o 25 veh p/km/carril (para autopistas multicarril). Por lo tanto, la Capacidad varía con la configuración, la longitud y ancho del segmento, la proporción del flujo total que se entrecruza (VR), y la velocidad a flujo libre de la autopista. Para cualquier conjunto de condiciones, los algoritmos aquí descritos deben ser resueltos iterativamente para encontrar la Capacidad.

Las Capacidades han sido determinadas para autopistas y son mostradas en **“Exhibit 24-8 del HCM”**. Estas Capacidades representan las tasas de flujo máximo en 15 minutos bajo condiciones equivalentes base y se redondean con una precisión de 10 veh/h. para encontrar la Capacidad bajo un conjunto dado de condiciones prevalecientes, se usa la Ecuación 4.3-7.

Ecuación 4.3-7

$$c = c_b * f_{HV} * f_p$$

Dónde

- c = Capacidad bajo condiciones prevalecientes establecidas como tasa de flujo para los 15 minutos pico de una hora (veh/h),
- c_b = Capacidad bajo condiciones base establecidas como tasa de flujo para los 15 minutos pico de una hora "Exhibit 24-8" (veh p/h),
- f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados (segmentos básicos de autopistas o autopistas multicarril), y
- f_p = Factor por tipo de conductor (segmentos básicos de autopistas o autopistas multicarril).

Si la Capacidad en términos de un volumen horario se desea, puede calcularse usando la Ecuación 4.3-8.

Ecuación 4.3-8

$$c_h = c * FHP$$

Dónde

- c_h = Capacidad bajo condiciones prevalecientes expresada como un volumen horario (veh/h), y
- FHP = Factor de hora pico.

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

La metodología que aquí se presenta no aplica para tomar en cuenta las siguientes condiciones (sin modificaciones por el analista):

⇒ Carriles especiales, tales como carriles de alta ocupación vehicular, en el segmento trenzado

La metodología no aplica en este caso, ya que las condiciones de operación de los carriles de este tipo no serían uniformes con el resto de los carriles, por lo que la Capacidad del segmento se alteraría y se modificarían la Capacidad y el Nivel de Servicio determinado con la metodología propuesta.

⇒ Condiciones de operación específicas cuando ocurren condiciones sobresaturadas

Cuando ocurren condiciones sobresaturadas, el movimiento vehicular se va tornando deficiente con pérdidas de velocidad, lo que hace el sistema tienda a saturarse, hasta



llegar a funcionar en niveles de congestionamiento, por lo que no es posible analizar estos casos con la metodología aquí presentada.

- ⇒ Efectos de los límites de velocidad o de aplicación de prácticas en las operaciones del segmento trenzado

Los límites de velocidad afectan el comportamiento del flujo vehicular ya que limitan la libertad de maniobra de los conductores con lo que se altera el Nivel de Servicio y la Capacidad determinados con esta metodología, por ello no pueden ser considerados en el análisis.

- ⇒ Efectos de sistemas de tecnologías inteligentes de transporte en las operaciones del segmento trenzado.

A la fecha se han desarrollado pocas investigaciones para determinar el impacto de los sistemas inteligentes de transporte en la Capacidad y Nivel de Servicio, por ello el Manual no considera este efecto en sus metodologías.

- ⇒ Segmentos trenzados en calzadas de colector – distribuidor

La metodología no aplica en segmentos trenzados en autopistas colector – distribuidor debido a que se han desarrollado pocas investigaciones sobre este tema y por lo tanto no se han especificado procedimientos de análisis para dichos segmentos.

- ⇒ Segmentos trenzados en calles urbanas

Los segmentos trenzados en calles urbanas no pueden ser analizados con la metodología aquí presentada ya que dichos segmentos pueden comportarse como vías de flujo interrumpido lo que haría erróneo el intentar analizar estos segmentos con los procedimientos establecidos.

- ⇒ Segmentos trenzados múltiples.

Los segmentos trenzados múltiples deben ser divididos en simples segmentos apropiados de unión y separación para su análisis.

4.4 Rampas

Una rampa es una longitud de vía que proporciona una exclusiva conexión entre dos instalaciones de autopista. En autopistas, todas las maniobras de entrada y salida se llevan a cabo en rampas que están diseñadas para facilitar la unión suave de los vehículos de una rampa de entrada a la corriente de tráfico de la autopista y la separación suave de los vehículos de rampas de salida de la corriente de tráfico de la autopista a la rampa. Los procedimientos de cálculo se presentan a continuación.

4.4.1 Componentes de la rampa

Una rampa puede consistir de tres elementos geométricos de interés: la unión de la rampa a la autopista, la calzada de la rampa, y la unión de calles a la rampa. Una unión de la rampa a la autopista se diseña por lo general para permitir la unión o separación a altas velocidades con la mínima interrupción del tráfico de la autopista adyacente. Las características geométricas de la unión de una rampa a la autopista varían. La longitud y tipo (forma cónica, en paralelo) de los carriles de aceleración o desaceleración, la velocidad a flujo libre de la rampa en la vecindad inmediata de la unión, distancias de visibilidad y otros elementos influyen todas las operaciones de la rampa.

Las características geométricas de la calzada de la rampa varían de lugar en lugar. Las rampas pueden variar en términos del número de carriles (normalmente uno o dos), velocidad de diseño, pendientes, y curva tura horizontal. El diseño de la calzada de una rampa es rara vez una fuente de dificultades operativas a menos que un incidente de tráfico provoque la interrupción a través de su longitud. Los problemas de la terminal de rampa a la calle puede provocar colas a lo largo de una rampa, pero esto generalmente no se relaciona con el diseño de la calzada de la rampa.

Las rampas de autopista a autopista tienen dos terminales de rampa a autopista y no tienen terminal de rampa a calle. Sin embargo, muchas rampas conectan instalaciones de acceso limitado a arterias y colectores locales. Para tales rampas, la terminal rampa a calle es a menudo un elemento crítico en el diseño general. Las uniones de rampa a calle pueden permitir movimientos de unión y separación no controlados, o pueden tomar la forma de una intersección a nivel. Las colas que se forman en la unión de una rampa a calle pueden, bajo condiciones extremas, copiarse en la unión de la rampa de autopista y de hecho en la línea principal de la autopista en sí misma.

4.4.2 Características operacionales

Una unión de rampa a autopista es una zona de demanda de tráfico que compite por el espacio. El tráfico de la autopista aguas arriba compite por el espacio con los vehículos que ingresan en la rampa de entrada en las zonas de unión. La demanda en la rampa de entrada se genera normalmente a nivel local, aunque las calles urbanas pueden llevar algunos conductores a la rampa de orígenes más lejanos.

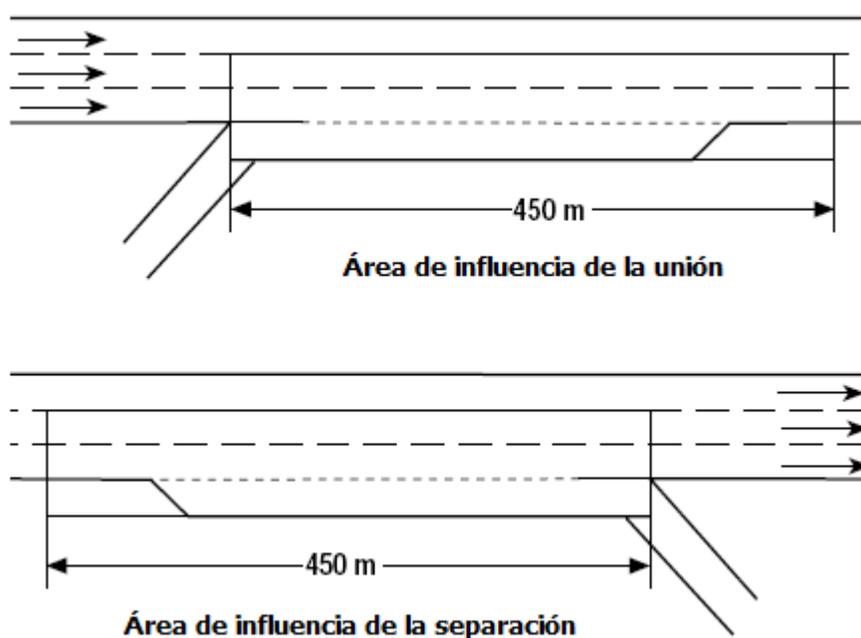
En una zona de unión, los vehículos individuales de la rampa de entrada intentan encontrar espacios en el carril de la corriente de tráfico adyacente. Debido a que la mayoría de las rampas son en el lado derecho de la autopista, el carril en el que los vehículos buscan espacios es



designado como el carril 1 en el HCM. Por convención, los carriles de la autopista son numerados de 1 a n, del hombro derecho al centro.

La acción de los vehículos individuales que entran al carril 1 de la corriente de tráfico crea turbulencia en las inmediaciones de la rampa. Los vehículos aproximándose a la autopista se mueven hacia la izquierda para evitar esta turbulencia. Estudios han demostrado que el efecto operacional de los vehículos que se incorporan es más pesado en los carriles 1 y 2 y el carril de aceleración para una distancia que se extiende del punto físico de unión a 450 metros aguas abajo. La Figura 4.4-1 muestra el área de influencia de la unión de una rampa de entrada y una rampa de salida.

Figura 4.4-1 Áreas de influencia de Rampas de entrada y salida



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Las interacciones son dinámicas en las áreas de influencia de las rampas. Los vehículos acercándose de la autopista se moverán a la izquierda tanto como su Capacidad se los permita. Considerando que la intensidad de flujo de la rampa influye en el comportamiento de los vehículos de la autopista, la congestión de la autopista general puede también actuar para limitar el flujo de la rampa, haciendo que se desvíen a otros intercambios o rutas.

En rampas de salida, la maniobra básica es la separación, que es, una corriente de tráfico individual separándose en dos corrientes. Los vehículos que están saliendo deben ocupar el carril adyacente de la rampa de salida (carril 1 para una rampa de salida de mano derecha). Así, como se acerca la rampa de salida los vehículos que se separan se mueven a la derecha. Esto provoca una redistribución de los otros vehículos de la autopista, ya que se mueven a la izquierda para evitar la turbulencia de la inmediata zona de separación. Estudios han demostrado que la zona de mayor

turbulencia es el carril de desaceleración más los carriles 1 y 2 para una distancia que se extiende 450 metros aguas arriba del punto físico de separación, como se muestra en la figura anterior.

4.4.3 Parámetros importantes en la operación de rampas

Una serie de variables influyen en la operación de una unión de rampa a autopista. Se incluyen todas las variables que afectan la operación de un segmento básico de autopista: ancho de carriles, distancias laterales, tipo de terreno, tipo de conductores y la presencia de vehículos pesados. Hay parámetros adicionales de particular importancia para la operación de una unión de rampa a autopista, incluyendo la longitud del carril de aceleración/desaceleración, velocidad a flujo libre en la rampa y la distribución del tráfico en los carriles aguas arriba.

La longitud del carril de aceleración o desaceleración tiene un efecto significativo en las operaciones de unión y separación. Los carriles cortos proporcionan en rampas de entrada vehículos con oportunidad limitada para acelerar antes de la unión y en rampas de salida, vehículos con poca oportunidad para desacelerar. El resultado es que la mayoría de las aceleraciones y desaceleraciones se llevan a cabo en la línea principal en donde interrumpe el paso de los vehículos. Los carriles de aceleración cortos también obligan a muchos vehículos a reducir su velocidad significativamente e incluso a detenerse mientras se busca un espacio adecuado en el carril 1 de la corriente de tráfico.

Muchas características influyen en la velocidad a flujo libre de la rampa, incluyendo los grados de curvatura, el número de carriles, las pendientes, las distancias de visibilidad entre otras. La velocidad a flujo libre es un factor influyente, ya determina la velocidad a la que los vehículos de la unión entrarán al carril de aceleración y la velocidad a la que los vehículos que se están separando deben entrar a la rampa. Esto, a su vez, determina la cantidad de aceleración o desaceleración que debe llevarse a cabo. La velocidad a flujo libre de la rampa varía generalmente entre 30 y 80 km/h. a pesar de que es mejor determinar la velocidad a flujo libre en campo, un valor por defecto de 55 km/h puede ser utilizado en donde las medidas específicas o las predicciones no están disponibles.

Algunos factores influyen en la distribución del tráfico en los carriles inmediatamente aguas arriba de una rampa de entrada o de salida como son: número de carriles en la instalación, la proximidad de rampas adyacentes aguas arriba o aguas abajo y la actividad en dichas rampas. Como las condiciones obligan más a acercar el flujo a los carriles 1 y 2, las maniobras de unión y separación se vuelven más difíciles. Por lo tanto, la estimación del flujo acercándose a los carriles 1 y 2 aguas arriba de la autopista (que son los carriles de la autopista incluidos en las zonas de influencia de unión y separación) es importante.

4.4.4 Capacidad de zonas de unión y separación

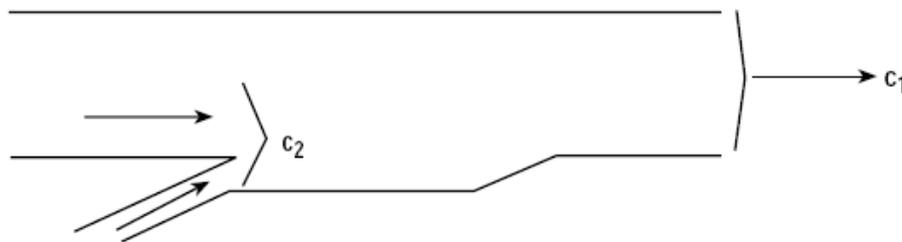
No hay evidencia de que las maniobras de unión y separación restrinjan la Capacidad total de un segmento básico de autopista aguas arriba o agua abajo. Por lo tanto, la Capacidad de un segmento básico de autopista aguas abajo no es influenciada por la turbulencia de una zona de



unión. La Capacidad será la misma como si el segmento fuera un segmento básico de autopista. Al igual que los vehículos de la rampa de entrada ingresan a la zona de unión de la autopista, el número total de vehículos en la rampa y acercándose a la autopista que pueden ser acomodados es la Capacidad de un segmento básico de autopista aguas abajo, como se muestra en la Figura 4.4-2.

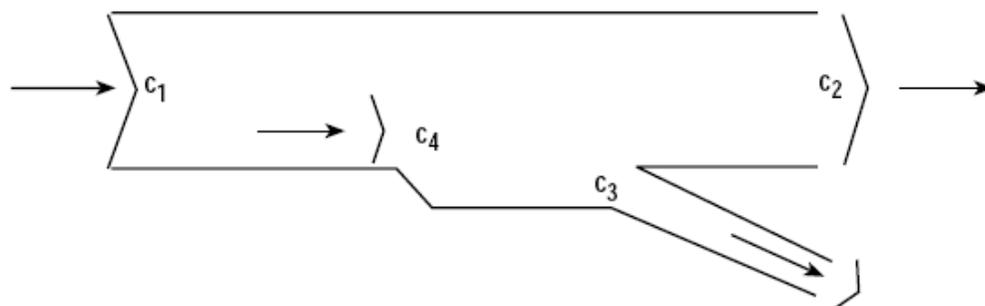
Del mismo modo, la Capacidad de un segmento básico de autopista aguas arriba no se ve afectado por la turbulencia de la zona de separación. La Capacidad total que puede ser manejada por el cruce de la separación es limitada o por la Capacidad del segmento de autopista próximo (aguas arriba) o por la Capacidad del segmento básico de autopista aguas abajo y la rampa en sí misma. Como se muestra en la Figura 4.4-3. La mayoría de las averías en las zonas de separación ocurren porque la Capacidad de la rampa de salida es insuficiente para manejar la demanda de flujo. Esto resulta en colas que se acumulan en la línea principal de la autopista.

Figura 4.4-2 Capacidad de zonas de unión



C_1 = Capacidad de la zona de unión, controlada por la capacidad del segmento básico de carretera aguas abajo
 C_2 = Máximo flujo en el área de influencia de la unión (4,600 veh/h).

Figura 4.4-3 Capacidad de zonas de separación



La capacidad total de separación no puede ser mayor que la capacidad del segmento básico de carretera aguas arriba (C_1) ó la capacidad del segmento básico aguas abajo (C_2) mas la de la rampa (C_3).

C_4 = El flujo máximo de la carretera en los carriles 1 y 2 que pueden ingresar al área de influencia de la separación (4,400 veh/h).

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Otro valor de la Capacidad que afecta la operación de una unión de rampa a autopista es un número máximo efectivo de vehículos de la autopista que pueden entrar al área de influencia de la unión de la rampa a la autopista sin provocar congestión local y colas locales. Para rampas de entrada, el flujo total que entra a los carriles 1 y 2 de la autopista más el flujo de la rampa de

entrada no puede exceder los 4,600 veh p/h. para rampas de salida, el flujo total que entra a los carriles 1 y 2 de la autopista (que incluye el flujo de la rampa de salida) no puede exceder los 4,400 veh p/h. la demanda que exceda estos valores provocará colas y congestión locales. Sin embargo, mientras la demanda no exceda la Capacidad de las secciones de la autopista aguas arriba o aguas abajo o de la rampa de salida, las averías normalmente no ocurrirán. Por lo tanto, esta condición no se cataloga como *Nivel de Servicio F*, sino más bien un Nivel de Servicio apropiado basado en la densidad de la sección.

Si la congestión local se debe a que demasiados vehículos tratan de entrar a la unión (C2 en la Figura 4.4-2) o al área de influencia de la separación (C4 en la Figura 4.4-3), la Capacidad del área de influencia de unión o separación no se ve afectada. En tales casos, más vehículos se mueven a los carriles exteriores (si es que están disponibles), y la distribución de los carriles predicha por la metodología del capítulo 25 es aproximada.

4.4.5 Nivel de Servicio

Los Niveles de Servicio en áreas de influencia de unión y separación están definidas en términos de densidad para todos los casos de operación estable, del Nivel de Servicio A al E. El Nivel de Servicio F existe cuando la demanda excede la Capacidad de las secciones de la autopista aguas arriba o aguas abajo o cuando se excede la Capacidad de una rampa de salida.

El Nivel de Servicio A representa operaciones sin restricción. La densidad es lo suficientemente baja para permitir una suave unión o separación, virtualmente sin turbulencia en la corriente de tráfico. En el Nivel de Servicio B, las maniobras de unión y separación se vuelven notables para los conductores, y ocurre una mínima turbulencia. Los conductores uniéndose deben ajustar su velocidad para lograr una transición suave del carril de aceleración. En el Nivel de Servicio C, la velocidad en el área de influencia comienza a declinar en Niveles de turbulencia volviéndose notable. Ambos vehículos, los de la rampa y la autopista comienzan a ajustar sus velocidades para lograr suaves transiciones. En el Nivel de Servicio D, los Niveles de turbulencia en el área de influencia se vuelven intrusivos, y virtualmente todos los vehículos reducen su velocidad para dar cabida a la unión y separación. Algunas colas de rampas pueden formarse en rampas de entrada muy usadas, pero la operación de la autopista se mantiene estable. El Nivel de Servicio E representa condiciones cercanas a la Capacidad. Las velocidades se reducen significativamente y la turbulencia es sentida virtualmente por todos los conductores. Los Niveles de flujo se acercan a la Capacidad, y pequeños cambios en la demanda o interrupciones en la corriente de tráfico pueden provocar que se formen colas en ambas instalaciones, rampas y autopista.

4.4.6 Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis

La Tabla 4.4-1 proporciona los valores por defecto para parámetros de entrada a falta de datos locales. El analista debe tomar en cuenta que la toma de mediciones en campo para su uso como insumos para un análisis es el medio más fiable de generar valores de los parámetros. Solo cuando esto no sea posible se deben considerar los valores por defecto.



Tabla 4.4-1 Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis

Datos necesarios	Valores por defecto
Datos Geométricos	
Número de carriles en la rampa	-
Longitud del carril de aceleración	180 m
Longitud del carril de desaceleración	42 m
Velocidad a flujo libre en la rampa	55 km/h
Datos de demanda	
Volumen de demanda	-
Factor de hora pico	0.88 rural, 0.92 urbana
Porcentaje de vehículos pesados	10 % rural, 5 % urbana
Factor por tipo de conductor	1.00

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Una rampa puede consistir de hasta tres elementos geométricos de interés:

- ⇒ Unión de rampa a autopista
- ⇒ Rampa de autopista, y
- ⇒ Unión de rampa a calle.

4.4.7 Alcance de la metodología

Este capítulo se enfoca en la operación de uniones de rampa a autopista y en las características de rampas de autopistas en sí mismas. Estos procedimientos pueden aplicarse de manera aproximada.

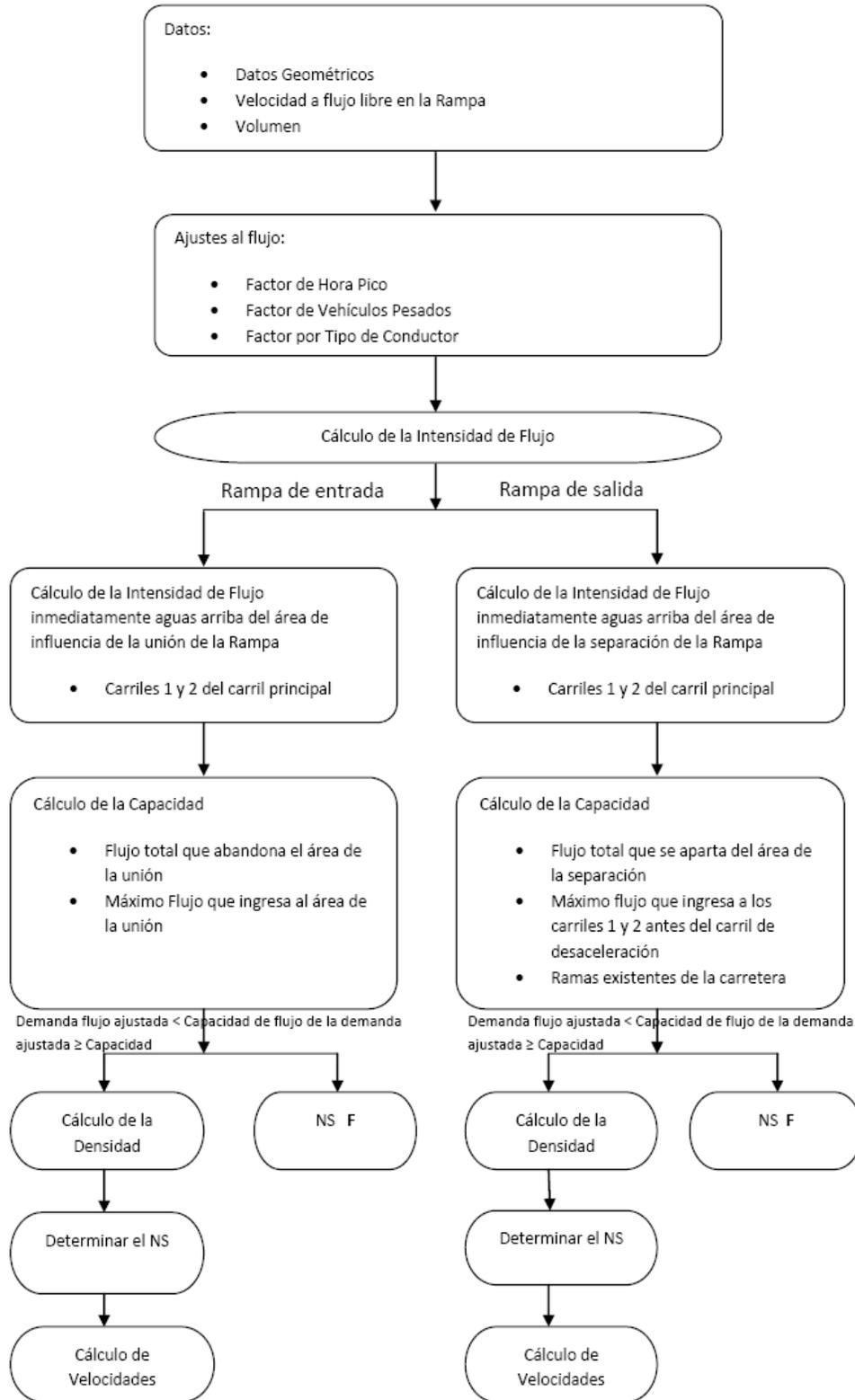
Los procedimientos en esta metodología permiten la identificación de la congestión probable en terminales de rampas de autopista (Niveles de Servicio) y para el análisis de operación en las uniones de rampa a autopista del Nivel de Servicio A al E.

4.4.8 Metodología (Rampas)

La Figura 4.4-4 muestra los datos necesarios y el orden de los cálculos básicos para el método de rampas y unión de rampas. Los resultados principales de método son el Nivel de Servicio y la Capacidad. Como se muestra en la Figura 4.4-5 el enfoque básico del modelado de áreas de unión y separación se centra en un área de influencia de 450 metros incluyendo el carril de aceleración o desaceleración y los carriles 1 y 2 de la autopista. Aunque otros carriles pueden ser afectados por operaciones de unión o separación y el impacto de la congestión en las inmediaciones de una rampa puede extenderse más allá de los 450 metros del área de influencia, en esta zona se define la mayoría de las experiencias de los impactos operativos en todos los Niveles de Servicio. Así, la operación de los vehículos en el área de influencia dentro de la rampa.



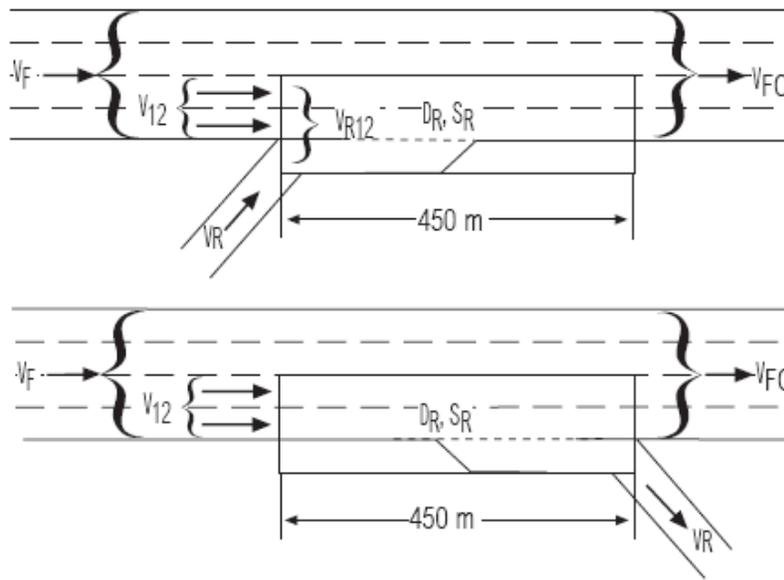
Figura 4.4-4 Metodología para Rampas



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Figura 4.4-5 Variables críticas de una rampa de unión



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

La metodología tiene tres pasos principales. En primer lugar se determina el flujo que entra a los carriles 1 y 2 aguas arriba del área de influencia (v_{12}) o al principio del carril de desaceleración en la separación.

En segundo lugar, se determinan los valores de la Capacidad y se comparan con la demanda de flujo existente o previsto para determinar la congestión probable. Se evalúan algunos valores de Capacidad:

- ⇒ Flujo total máximo aproximándose a una zona principal de separación en la autopista (v_F),
- ⇒ Flujo total máximo alejándose de una área de unión o separación en la autopista (v_{FO}),
- ⇒ Flujo total máximo entrando al área de influencia de la rampa (v_{R12} para áreas de unión y v_{12} para áreas de separación), y
- ⇒ Flujo máximo en una rampa (v_R).

La Capacidad de un área de unión o separación siempre es controlada por la Capacidad de la entrada y salida de la autopista, que es el segmento de autopista aguas arriba y aguas debajo de la rampa, o por la Capacidad de la autopista en sí misma. Para áreas de separación, la falla a menudo ocurre porque la Capacidad de la rampa es insuficiente. Investigaciones han demostrado que la turbulencia debida a las maniobras de unión y separación no afecta la Capacidad de las vías implicadas, aunque puede haber cambios locales en la distribución y el uso de carriles.

Por último, se determina la densidad de flujo dentro del área de influencia de la rampa (D_R) y el Nivel de Servicio basado en esta variable. Para algunas situaciones, la velocidad promedio de los vehículos dentro del área de influencia de la rampa (S_R) puede también ser estimada.

La Figura 4.4-5 muestra el área de influencia de la rampa, las variables clave y sus relaciones entre sí. Un parámetro crítico que influye en la operación de áreas de unión y separación es la longitud del carril de aceleración (L_A) o carril de desaceleración (L_D). Esta longitud se mide desde el momento en que el borde izquierdo del carril o carriles de la rampa y el borde derecho de la autopista de carriles convergen al final del segmento conectando la rampa a la autopista.

Todos los aspectos del modelo y el criterio del Nivel de Servicio están expresados en términos de la tasa máxima de vehículos de pasajeros equivalentes por hora (veh p/h) bajo condiciones base durante los 15 minutos pico de la hora de interés. Por lo tanto, antes de aplicar cualquiera de estos procedimientos, todos los flujos relevantes de la rampa y la autopista deben ser convertidos a vehículos equivalentes por hora bajo las condiciones base de los 15 minutos pico de una hora, usando la Ecuación 4.4-1:

Ecuación 4.4-1

$$v_i = \frac{V_i}{FHP * f_{HV} * f_p}$$

Dónde

- v_i = Tasa de flujo para el movimiento bajo condiciones base durante los 15 minutos pico de una hora (veh p/h),
- V_i = Volumen horario para el movimiento i (veh/h),
- FHP Factor de ajuste por vehículos pesados, y
- =
- f_p = Factor de ajuste por tipo de conductor.

4.4.9 Rampa de autopistas

Debido a que la mayoría de los problemas operacionales se producen en las terminales de la rampa (ya sea en la terminal de la rampa de la autopista o la terminal de la rampa de la calle), existe poca información sobre las características operativas de las rampas de autopista en sí mismas.

Las rampas de autopista se diferencian de la línea principal de la autopista en que:

- ⇒ Son caminos de longitud y ancho limitado (a menudo solo un carril),
- ⇒ La velocidad a flujo libre frecuentemente es más baja que la de las autopistas conectadas, particularmente de la autopista,
- ⇒ En rampas de un solo carril, donde el paso no es posible, el impacto adverso de los camiones y otros vehículos de movimiento lento es más pronunciada que en autopistas multicarril, y
- ⇒ En la unión de la rampa a la calle, se pueden desarrollar colas en la rampa, particularmente si la unión de la intersección de la rampa y la calle es señalizada.

La Tabla 4.4-2 enlista criterios aproximados para la Capacidad de rampas de autopista.



Tabla 4.4-2 Criterios aproximados para la Capacidad de Rampas

Velocidad a flujo libre de la rampa, S_{FR} (km/h)	Capacidad (veh p/h).	
	Rampas de un carril	Rampas de dos carriles
> 80	2200	4400
> 65 – 80	2100	4100
> 50 -65	2000	3800
> 30 -50	1900	3500
< 30	1800	3200

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Tenga en cuenta que la tabla anterior da la Capacidad de la autopista de la rampa en sí, no el de la terminal de la rampa a la autopista. No hay evidencia, por ejemplo, que una terminal de rampa de entrada de dos carriles pueda acomodar más vehículos que una terminal de rampa de un solo carril.

Es improbable que un rampa de entrada de dos carriles pueda acomodar más que de 2,250 a 2,400 veh p/h a través del área de influencia en sí misma. La configuración de dos carriles logrará una unión de con menos turbulencia y mayor Nivel de Servicio pero no se incrementará la Capacidad de la unión, que es controlada por la Capacidad del segmento de autopista aguas abajo.

4.4.10 Nivel de Servicio

El Nivel de Servicio en las áreas de influencia de unión y separación es determinada por la densidad para todos los casos de operación estable, representada por lo Niveles de Servicio del A al E. El Nivel de Servicio F existe cuando el flujo total de salida del área de unión (v) excede la Capacidad del segmento de autopista aguas abajo. No se predecirá la densidad para tales casos.

Los criterios de Nivel de Servicio para áreas de unión y separación se enlistan en la Tabla 4.4-3. Los valores de la densidad mostrados para los Niveles de Servicio del A al E suponen operación estable, sin fracaso en el área de influencia de unión.

Tabla 4.4-3 Criterios para la determinación del Nivel de Servicio

Nivel de Servicio	Densidad (veh p/km/carril)
A	≤ 6
B	>6 – 12
C	>12 – 17
D	>17 – 22
E	>22
F	La demanda excede la Capacidad

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.4.11 Áreas de influencia de unión

Las subsecciones abajo describen los tres pasos principales en el modelo de análisis de áreas de unión. El modelo se aplica a un solo carril, en áreas de unión de rampas de entrada a la derecha.



4.4.11.1 Predicción del flujo que entra a los carriles 1 y 2 (v_{12})

Las principales influencias en los flujos restantes en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas abajo del área de influencia de la unión son:

- ⇒ El flujo total de la autopista próximo al área de unión (v_F) (veh p/h),
- ⇒ Flujo total de la rampa (v_R) (veh p/h),
- ⇒ Longitud total del carril de aceleración (L_A) (m), y
- ⇒ Velocidad a flujo libre de la rampa en el punto de unión (S_{FR}) (km/h).

Rampas de cuatro, seis, ocho y diez carriles son siempre analizadas como áreas de unión o separación aisladas. La naturaleza de los procedimientos para predecir v_{12} hace trivial el caso de cuatro carriles, y la información es insuficiente para determinar los efectos de rampas adyacentes en ocho y diez carriles.

Para autopistas de seis carriles, sin embargo, hay suficiente información disponible para tomar en cuenta el efecto de rampas adyacentes en la distribución de carriles de la rampa en cuestión.

4.4.11.2 Selección de las ecuaciones para la determinación de v_{12}

La Tabla 4.4-4 enlista las ecuaciones usadas para predecir V_{12} inmediatamente aguas arriba del área de influencia de la rampa. Estas ecuaciones se aplican a autopistas de seis y ocho carriles (con tres y cuatro carriles en cada sentido respectivamente). Para autopistas de cuatro carriles (dos por sentido), solo los carriles 1 y 2 existen, y $v_{12} = v_F$ por definición.

Tabla 4.4-4 Selección de la ecuación para la determinación de v_{12}

		$v_{12} = v_F * P_{FM}$	
Para autopistas de 4 carriles (2 por sentido)		$P_{FM} = 1.000$	
Para autopistas de 6 carriles (3 por sentido)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092L_A$		Eq. 1
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135(v_F + v_R) - 0.002048S_{FR} + 0.0002L_{UP}$		Eq.2
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 v_D / L_{DOWN}$		Eq.3
Para autopistas de 8 carriles (4 por sentido)	$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125v_R + 0.05887L_A / S_{FR}$		Eq.4

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Las variables usadas en la tabla anterior se definen a continuación:

- v_{12} = Tasa de flujo en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la unión (veh p/h),
- v_F = Demanda de flujo inmediatamente aguas arriba de la unión (veh p/h),
- v_R = Tasa de flujo en la rampa de entrada veh p/h),
- v_D = Demanda de flujo en la rampa adyacente aguas abajo (veh p/h),
- P_{FM} = Proporción de flujo próximo en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la unión,
- L_A = Longitud del carril de aceleración (m),
- S_{FR} = Velocidad a flujo libre de la rampa (km/h),



L_{UP} = Distancia a la rampa adyacente aguas arriba (m), y
 L_{DOWN} = Distancia a la rampa adyacente aguas abajo (m).

El modelo general especifica que v_{12} es una proporción de flujo próximo, v_F . Para autopistas de cuatro carriles, esta es una relación trivial ya que todo el flujo se está acercando en los carriles 1 y 2. Para autopistas de ocho carriles se usa una sola ecuación para determinar esta proporción sin tener en cuenta las condiciones en rampas adyacentes aguas arriba o aguas abajo, o ambas.

Para autopistas de seis carriles, el análisis se complica por el hecho de que el efecto de algunos tipos de rampas adyacentes puede predecirse. La Tabla 4.4-5 enlista varias secuencias de rampas que pueden ocurrir en autopistas de seis carriles y la ecuación adecuada de la Tabla 4.4-4 que debe ser aplicada en cada caso.

Tabla 4.4-5 Selección de la ecuación para el valor de P_{FM} para autopistas de seis carriles

Rampa adyacente aguas arriba	Rampa a tratar	Rampa adyacente aguas abajo	Ecuación(es) a usar
Ninguna	Entrada	Ninguna	Ecuación 1
Ninguna	Entrada	Entrada	Ecuación 1
Ninguna	Entrada	Salida	Ecuación 3 o 1
Entrada	Entrada	Ninguna	Ecuación 1
Salida	Entrada	Ninguna	Ecuación 2 o 1
Entrada	Entrada	Entrada	Ecuación 1
Entrada	Entrada	Salida	Ecuación 3 o 1
Salida	Entrada	Entrada	Ecuación 2 o 1
Salida	Entrada	Salida	Ecuación 3, 2, o 1

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

La ecuación 2 de la Tabla 4.4-4 direcciona casos con una rampa adyacente de salida aguas arriba, mientras la ecuación 3 direcciona casos con una rampa adyacente de salida aguas abajo. Las rampas adyacentes de entrada no afectan el comportamiento de la rampa a tratar, y el análisis se procede utilizando la ecuación 1.

Donde una rampa adyacente de salida aguas arriba o aguas abajo o ambas existen, la decisión para usar la ecuación 2 o 2 vs 1 se hace por medio de la determinación de la distancia de separación (L_{EQ}) entre rampas. Si la distancia entre rampas es mayor que o igual a L_{EQ} , se usa siempre la ecuación 1. Si la distancia entre rampas es menor que L_{EQ} , las ecuaciones 2 o 3 son apropiadas.

4.4.11.3 Determinación de la distancia equivalente

L_{EQ} es la distancia para la cual la ecuación 1 y las ecuaciones 2 o 3, son apropiadas, produce el mismo valor de P_{FM} . Así, donde existe una rampa adyacente de salida aguas arriba, se debe considerar la ecuación 2. Si la ecuación 2 es igual a la ecuación 1, L_{EQ} , es mostrada en la Ecuación 4.4-2.



Ecuación 4.4-2

$$L_{EQ} = 0.0675(v_F + v_R) + 0.46L_A + 10.24S_{FR} - 757$$

Dónde

L_{EQ} = distancia de equilibrio cuando la ecuación 1 es igual a la ecuación 2 de la Tabla 4.4-4 (m).

Si $L_{UP} \geq L_{EQ}$, se usa la ecuación 1. Si $L_{UP} < L_{EQ}$, se usa la ecuación 2. De forma similar, cuando se debe elegir entre la ecuación 3 y la ecuación 1, se usa la Ecuación 4.4-3 para calcular L_{EQ} :

Ecuación 4.4-3

$$L_{EQ} = \frac{v_D}{0.3596 + 0.001149L_A}$$

Dónde

L_{EQ} = distancia de equilibrio cuando la ecuación 1 es igual a la ecuación 3 de la Tabla 4.4-4.

En este caso, si la distancia a la rampa de salida adyacente es mayor o igual a L_{EQ} ($L_{down} \geq L_{EQ}$, se usa la ecuación 1. Si $L_{down} < L_{EQ}$, se usa la ecuación 3.

Existe un caso especial cuando ambas rampas de salida adyacentes aguas arriba y aguas abajo existen. En tales casos, dos soluciones para P_{FM} pueden surgir, dependiendo en si el análisis considera rampas adyacentes de aguas arriba o aguas abajo, porque no pueden ser consideradas simultáneamente. En tales casos, el análisis resulta en el mayor valor de P_{FM} usado.

4.4.11.4 Determinación de la Capacidad

La Capacidad de un área de unión se determina principalmente por la Capacidad del segmento de autopista aguas abajo. Por lo tanto, el flujo total que llega a la autopista aguas arriba y la rampa de entrada no puede exceder la Capacidad del segmento básico de autopista que sale del segmento aguas abajo. No hay evidencia de que la turbulencia del área de unión provoque que la Capacidad de la autopista aguas abajo sea menor que la del segmento básico de autopista.

Estudios también han demostrado que hay un límite práctico para el flujo total que puede entrar al área de influencia. Para una rampa de entrada, el flujo que entra al área de influencia incluye v_{12} y v_R . Así, el flujo total que está entrando al área de influencia de la rampa esta dado de acuerdo a la Ecuación 4.4-4.

Ecuación 4.4-4

$$v_{R12} = v_{12} + v_R$$

La Tabla 4.4-6 enlista las tasas de Capacidad de flujo para el flujo total de la autopista aguas abajo ($v = v_F + v_R$) y los valores máximos deseables para el flujo total que entra al área de influencia de la rampa (v_{R12}). Dos condiciones pueden ocurrir para un análisis dado. Primero, el flujo total de salida puede exceder la Capacidad del segmento de autopista aguas abajo. La falla (Nivel de Servicio F) es esperado, y se formarán colas aguas arriba del segmento.



La segunda condición ocurre cuando el flujo total de entrada al área de influencia de la rampa (v_{R12}) excede el máximo Nivel deseable pero el flujo total (v) no excede la Capacidad del segmento aguas abajo. En este caso, se esperan densidades localmente bajas, pero no se esperan colas en la autopista.

Tabla 4.4-6 Valores de Capacidad para áreas de unión

Velocidad a flujo libre (km/h)	Flujo máximo de la autopista aguas abajo, v (veh p/h)				Máximo flujo deseable entrando al área de influencia v_{R12} (veh p/h)
	Número de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Cuando el flujo total de aguas abajo excede la Capacidad del segmento básico de autopista, existe el Nivel de Servicio. En tales casos, no se necesita hacer más cálculos y se asigna el Nivel de Servicio F.

4.4.11.5 Determinación del Nivel de Servicio

El criterio de Nivel de Servicio para áreas de unión está basado en la densidad en el área de influencia de unión como se muestra en la Tabla 4.4-3.

La Ecuación 4.4-5 se usa para estimar la densidad en el área de influencia. Tenga en cuenta que la ecuación para densidad solo aplica para condiciones de flujo no saturado.

Ecuación 4.4-5

$$D_R = 3.402 + 0.00456v_R + 0.0048v_{12} - 0.01278L_A$$

Dónde

- D_R = Densidad del área de influencia (veh p/km/carril),
- v_R = Tasa de flujo de 15 min pico de rampa de entrada (veh p/h),
- v_{12} = Tasa de flujo entrando al área de influencia (veh p/h), y
- L_A = Longitud del carril de aceleración (m).

4.4.11.6 Casos especiales

Un número de configuraciones no incluyen un solo carril, rampas de entrada en el lado derecho. Estos se tratan usando modificaciones al procedimiento de análisis básico y se adaptan los resultados a la geometría específica que está siendo analizada.

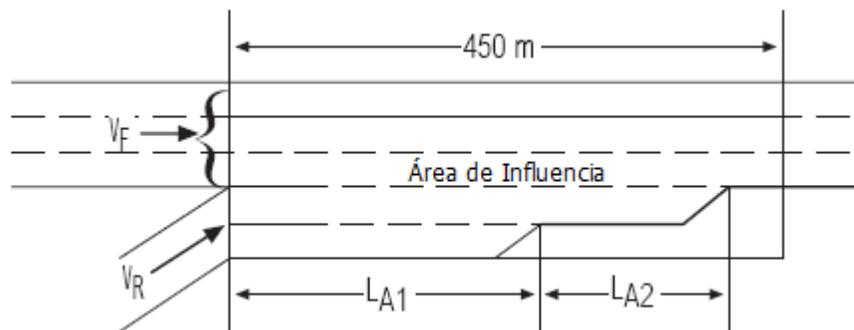


4.4.11.6.1 Rampas de entrada de dos carriles

La Figura 4.4-6 ilustra una típica rampa de entrada de dos carriles. Se caracteriza por dos carriles de aceleración separados, cada uno forzando sucesivamente las maniobras a la izquierda.

Las Rampas de entrada de dos carriles implican dos modificaciones básicas a la metodología: el flujo restante en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la rampa de entrada es generalmente algo mayor que para una rampa de entrada de un solo carril en situaciones similares, y las densidades en el área de unión son más bajas que para una rampa de entrada de un carril en situaciones similares. La densidad menor se debe principalmente a la existencia de dos carriles de aceleración y generalmente mayor distancia sobre la que se extienden los dos carriles de aceleración.

Figura 4.4-6 Esquema de una rampa de dos carriles



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

En el cálculo de v_{12} para rampas de entrada de dos carriles, la expresión estándar en la Tabla 4.4-4 usada es:

$$v_{12} = v_F * P_{FM}$$

Para rampas de entrada de dos carriles, sin embargo, se usan los siguientes valores de P_{FM} en lugar de las ecuaciones mostradas en la Tabla 4.4-4:

- ⇒ autopistas de cuatro carriles, $P_{FM} = 1.000$,
- ⇒ autopistas de seis carriles, $P_{FM} = 0.555$,
- ⇒ autopistas de ocho carriles, $P_{FM} = 0.209$.

En el cálculo de la densidad esperada en el área de influencia de la rampa, la Ecuación 4.4-5 se aplica excepto que la longitud del carril de aceleración, L_A , se reemplaza por la longitud efectiva del carril de aceleración, L_{Aeff} , que se calcula con la Ecuación 4.4-6.

Ecuación 4.4-6

$$L_{Aeff} = 2L_{A1} + L_{A2}$$

Donde L_{A1} y L_{A2} son definidas en la Figura 4.4-6.



Los valores que gobiernan la tasa de flujo para v y v_{R12} no son afectadas por el uso de una rampa de entrada de dos carriles. Los valores de la Tabla 4.4-6 se aplican sin cambios.

4.4.11.6.2 Área principal de Unión

Un área principal de unión es aquella en la que dos autopistas principales, cada una con múltiples carriles, se unen para formar un solo segmento de autopista. La unión de autopistas puede originarse en un intercambio de autopistas o de una calle urbana o autopista rural. Las áreas principales de unión se diferencian de las rampas de uno y dos carriles en que cada unión de autopista generalmente está en o cerca de los diseños estándares y no involucra a rampas claras o carriles de aceleración.

Tales áreas principales de unión vienen en una variedad de geometrías, las cuales se dividen en dos categorías generales, como se ilustra en la Figura 4.4-7 y la Figura 4.4-8.

Figura 4.4-7 Área principal de unión con un carril menos en la salida del área de influencia

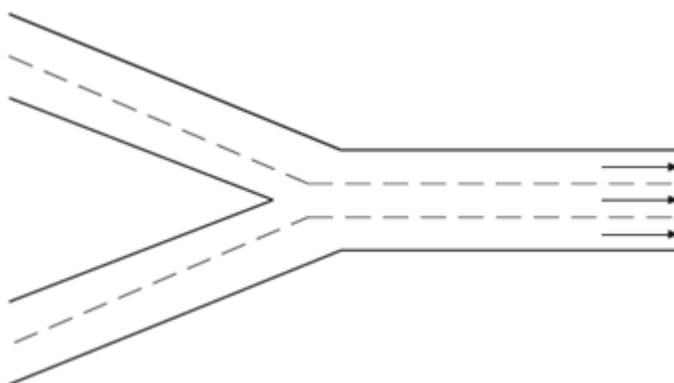
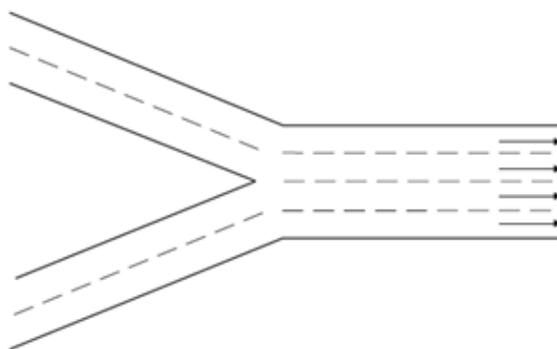


Figura 4.4-8 Área principal de unión con igual número de carriles en la salida del área de influencia



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

No hay modelos efectivos de desempeño para un área de unión principal. Por lo tanto el análisis se limita a revisar las Capacidades en las ramas próximas y en la salida de la autopista. La Capacidad de cada rama de entrada se calcula usando los valores generales de la Tabla 4.4-6. La Capacidad de cada rama de entrada se compara con la demanda de flujo pico de cada una de ellas (convertida a

veh/h), mientras la Capacidad de la salida de la autopista es comparada con la suma de las demandas pico de entrada (también convertidas a veh/h).

4.4.11.6.3 Rampas de entrada en autopistas de diez carriles (cinco por sentido)

A pesar de que no es común, hay segmentos de autopista en Estados Unidos donde existen cinco carriles de tráfico en cada dirección. Un procedimiento en consecuencia es necesario para analizar rampas de entrada de lado derecho con solo un carril para tales segmentos. La tasa de flujo total en el carril 5 de la autopista se estima y deduce del flujo próximo a la autopista. El flujo restante que se aproxima consiste en flujo que sería esperado en una autopista similar de cuatro carriles; así, se usan los procedimientos estándar de análisis. El flujo en el carril 5 para una rampa de entrada se estima como se muestra en la Tabla 4.4-7.

Tabla 4.4-7 Flujo en el quinto carril

Flujo total próximo a la autopista, v_F (veh p/h)	Flujo próximo en el carril 5, v_5 (veh p/h)
>8500	2500
7500-8499	0.285 v_F
6500-7499	0.270 v_F
5500-6499	0.240 v_F
<5500	0.220 v_F

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Una vez que el flujo previsto a abordar en el carril 5 es determinado, se aplican los procedimientos normales, suponiendo una autopista de ocho carriles (cuatro por sentido), con un flujo efectivo próximo calculado con la Ecuación 4.4-7.

Ecuación 4.4-7

$$v_{F4eff} = v_F - v_5$$

Dónde

- v_{F4eff} = Flujo efectivo próximo en segmentos de autopista de cuatro carriles (veh p/h),
- v_F = Flujo total próximo en segmentos de autopista de cinco carriles (veh p/h), y
- v_5 = Flujo anticipado próximo en el carril 5 de la autopista, calculado como en la Tabla 4.4-7 . (veh p/h).

4.4.11.6.4 Rampas de entrada del lado izquierdo

Aunque normalmente no es recomendado, las rampas de entrada del lado izquierdo existen en algunas autopistas y ocurren frecuentemente poco en autopistas colector – distribuidor. Las áreas de influencia de rampas del lado izquierdo cubren la misma longitud que las rampas del lado derecho pero ahora abarca los dos carriles de la izquierda más un carril de aceleración. Para rampas de entrada del lado derecho, un cálculo crítico es la estimación de v_{12} . Para rampas del



lado izquierdo, los dos carriles de la izquierda son interesantes. Para una autopista de cuatro carriles, esta tasa de flujo v_{12} se mantiene y no hay ninguna dificultad. Para una autopista de seis carriles, el flujo entrante de interés es v_{23} , y para autopistas de ocho carriles, es v_{34} . Aunque no hay un método directo para el análisis de rampas de entrada de lado izquierdo, algunas modificaciones racionales pueden ser aplicadas a las metodologías de rampas de entrada del lado derecho para producir resultados razonables.

Se sugiere que el analista calcule primero v_{12} usando los procedimientos para una rampa de entrada del lado derecho y luego multiplique el valor de v_{12} por 1.00, 1.12 o 1.20 para obtener v_{12} , v_{23} o v_{34} para una rampa de entrada del lado izquierdo en autopistas de cuatro, seis u ocho carriles respectivamente.

Los cálculos restantes para la densidad, velocidad o ambas pueden continuar reemplazando apropiadamente v_{12} con v_{23} o v_{34} . Todos los valores de la Capacidad se mantienen sin cambios.

4.4.12 Áreas de influencia de separación

Los procedimientos de análisis para áreas de separación siguen el mismo enfoque general que para áreas de unión. Los procedimientos han sido calibrados de un estudio de investigación que se aplica a rampas de salida de un solo carril del lado derecho. Los mismos tres pasos fundamentales se siguen: determinar el flujo de la autopista próximo en los carriles 1 y 2 (v_{12}), determinar la Capacidad del segmento (v_F y v_{12}) y determinar la densidad de flujo dentro del área de influencia de la rampa (D_R). Estos procedimientos son luego modificados y aplicados a otras configuraciones y geometrías de separación.

4.4.12.1 Predicción del flujo que entra a los carriles 1 y 2 (v_{12})

Los modelos para la predicción del flujo que entra al área de divergencia en los carriles 1 y 2 de la autopista son mostrados en la Tabla 4.4-8. El enfoque es similar al de la unión de áreas y es afectada por las mismas variables.

4.4.12.2 Selección de las ecuaciones para la determinación de v_{12}

Hay dos diferencias principales entre los análisis de área de unión y los análisis de área de separación. En primer lugar, el flujo próximo a los carriles 1 y 2 (v_{12}) es predicho para un punto inmediatamente aguas arriba del carril de aceleración aun si este punto esta aguas arriba o aguas abajo del principio del área de influencia de la rampa. En segundo lugar, en un área de separación, v_{12} incluye v_R . Así, el modelo general trata a v_{12} como la suma del flujo de la rampa de salida más la proporción del flujo a través de la autopista.

La Tabla 4.4-8 enlista las ecuaciones usadas para predecir V_{12} inmediatamente aguas arriba del área de influencia de la rampa. Estas ecuaciones se aplican a autopistas de seis y ocho carriles (con tres y cuatro carriles en cada sentido respectivamente).

Tabla 4.4-8 Selección de la ecuación para la determinación de v_{12}

$v_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD}$	
Para autopistas de 4 carriles (2 por sentido)	$P_{FD} = 1.000$
	$P_{FD} = 0.760 - 0.000025v_F - 0.000046v_R$ Eq. 5
Para autopistas de 6 carriles (3 por sentido)	$P_{FD} = 0.717 - 0.000039v_F + 0.148v_U/L_{UP}$ Eq.6
	$P_{FD} = 0.616 - 0.000021v_F + 0.038v_D/L_{down}$ Eq.7
Para autopistas de 8 carriles (4 por sentido)	$P_{FD} = 0.436$ Eq.8

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Las variables usadas en la Tabla 4.4-8 se definen a continuación:

- v_{12} = Tasa de flujo en los carriles 1 y 2 inmediatamente aguas arriba de la separación (veh p/h),
- v_F = Demanda de flujo inmediatamente aguas arriba de la separación (veh p/h),
- v_R = Demanda de flujo de la rampa de salida (veh p/h),
- v_U = Demanda de flujo en la rama adyacente aguas arriba (veh p/h),
- v_D = Demanda de flujo en la rampa adyacente aguas abajo (veh p/h),
- P_{FD} = Proporción de flujo restante en los carriles 1 y 2 de la autopista inmediatamente aguas arriba de la separación,
- L_{UP} = Distancia a la rampa adyacente aguas arriba (m), y
- L_{down} = Distancia a la rampa adyacente aguas abajo (m).

El modelo general especifica que v_{12} consiste de flujo de la rampa de salida (v_R) más una proporción del flujo próximo de la autopista (v_F). Para autopistas de cuatro carriles, esta es una relación trivial, ya que todo el flujo se está acercando en los carriles 1 y 2. Para autopistas de ocho carriles, un solo valor es usado sin importar las condiciones en la rampa adyacente aguas arriba o aguas abajo, o ambas.

Para autopistas de seis carriles, el análisis se complica por el hecho de que los efectos de algunos tipos de rampas adyacentes pueden ser acomodados. La Tabla 4.4-9 muestra varios casos de rampas que pueden producirse en autopistas de seis carriles y las ecuaciones apropiadas que se deben aplicar en cada caso.

La ecuación 6 de la Tabla 4.4-8 direcciona casos con una rampa de entrada aguas arriba, y la ecuación 7 direcciona casos con una rampa adyacente de aguas abajo. Rampas adyacentes de salida aguas arriba y rampas adyacentes de entrada aguas abajo no afectan el comportamiento de la rampa a tratar, y el análisis se procede usando la ecuación 5.

Donde una rampa adyacente de entrada aguas arriba o una rampa adyacente de salida aguas abajo existe, o ambas existen, la decisión para usar la ecuación 7 o 6 vs 5 se hace al determinar la distancia de separación de equilibrio (L_{EQ}) entre rampas. Si la distancia entre rampas es mayor o igual a L_{EQ} , siempre se usa la ecuación 5. Si la distancia entre rampas es menor que L_{EQ} , las ecuaciones 6 o 7 se usan según sea el caso.



Tabla 4.4-9 Selección de la ecuación para el valor de P_{FM} para autopistas de seis carriles

Rampa adyacente aguas arriba	Rampa a tratar	Rampa adyacente aguas abajo	Ecuación(es) a usar
Ninguna	Salida	Ninguna	Ecuación 5
Ninguna	Salida	Entrada	Ecuación 5
Ninguna	Salida	Salida	Ecuación 7 o 5
Entrada	Salida	Ninguna	Ecuación 6 o 5
Salida	Salida	Ninguna	Ecuación 5
Entrada	Salida	Entrada	Ecuación 6 o 5
Entrada	Salida	Salida	Ecuación 7, 6 o 5
Salida	Salida	Entrada	Ecuación 5
Salida	Salida	Salida	Ecuación 7 o 5

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.4.12.3 Determinación de la distancia equivalente

L_{EQ} es la distancia para la cual las ecuaciones 5 y las ecuaciones 6 o 7, según sea el caso, producen el mismo valor para P_{FD} . Así, donde rampa adyacente de entrada aguas arriba existe, la ecuación 6 debe ser considerada. Si la ecuación 6 es igual a la ecuación 5, la siguiente relación se deriva de la Ecuación 4.4-8.

Ecuación 4.4-8

$$L_{EQ} = \frac{v_U}{0.2337 + 0.000076v_F - 0.00025v_R}$$

Dónde

L_{EQ} = distancia de equilibrio cuando la ecuación 5 es igual a la ecuación 6, de la Tabla 4.4-8 (m).

Y donde todas las variables han sido previamente definidas. Si $L_{UP} \geq L_{EQ}$, se usa la ecuación 5. Si $L_{UP} < L_{EQ}$, se emplea la ecuación 6.

Un análisis similar se lleva a cabo en una rampa adyacente de salida existente aguas abajo. La Ecuación 4.4-9 es usada para el análisis.

Ecuación 4.4-9

$$L_{EQ} = \frac{v_D}{3.79 - 0.00011v_F - 0.00121v_R}$$

Dónde

L_{EQ} = distancia de equilibrio cuando la ecuación 5 es igual a la ecuación 7, de la Tabla 4.4-8 (m).



En este caso si la distancia de la rampa de salida aguas abajo es mayor que o igual a L_{EQ} ($L_{down} \geq L_{EQ}$), se usa la ecuación 5. Si $L_{down} < L_{EQ}$, se usa la ecuación 7.

Un caso especial existe cuando ambas rampas de salida y de entrada aguas arriba y abajo existen. En tales casos, pueden surgir dos soluciones para P_{FD} , dependiendo de si el análisis considera rampas adyacentes de aguas arriba o aguas abajo ya que no pueden ser consideradas simultáneamente. En tales casos, el análisis resulta en el valor mayor de P_{FD} aplicado.

4.4.12.4 Determinación de la Capacidad

Los tres valores límite que deben ser revisados en un área de separación son el flujo total que puede abandonar la separación, las Capacidades de la rama o las ramas que salen de la autopista o rampa, o ambas, y el flujo máximo que puede entrar a los carriles 1 y 2 justo antes del carril de desaceleración.

En una zona de separación, el flujo total que puede salir es generalmente limitado por la Capacidad de los carriles de la autopista que se acercan a la separación. En todos los diseños adecuados de salida, el número de carriles que salen del área de separación es igual o uno mayor que el número que entra. Este flujo (v_F) ha sido definido previamente. La Tabla 4.4-10 enlista los valores de la Capacidad para este flujo.

Tabla 4.4-10 Valores de Capacidad para áreas de separación

Velocidad a flujo libre en la autopista (km/h)	Flujo máximo aguas arriba, v_{F1} o aguas abajo, v (veh p/h)				Máximo flujo que entra al área de influencia, v_{12} (veh p/h)
	Número de carriles en una dirección				
	2	3	4	> 4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

El segundo límite es más importante, ya que es la razón principal por la que fallan las áreas de separación, la falla en una separación es a menudo relacionada con la Capacidad de una de las ramas de salida, más a menudo a la rampa. La Capacidad de cada rama de salida debe ser revisada contra el flujo esperado.

El flujo que entra a los carriles 1 y 2 solo aguas arriba del carril de aceleración es simplemente el flujo en los carriles 1 y 2 (v_{12}).

La falla del segmento de separación (Nivel de Servicio F) se espera si cualquiera de las siguientes condiciones se encuentra:

- ⇒ La Capacidad del segmento de autopista aguas arriba es excedida por la demanda total de flujo que llega,



- ⇒ La Capacidad del segmento de autopista aguas abajo es excedida por la demanda de flujo procedente en la autopista aguas abajo, o
- ⇒ La Capacidad de la rampa de salida es excedida por la demanda de flujo de la rampa de salida.

4.4.12.5 Determinación del Nivel de Servicio

Los criterios para el Nivel de Servicio para áreas de separación se basan en la densidad del área de influencia de la separación. El criterio numérico es el mismo que para áreas de unión. La Ecuación 4.4-10 se usa para estimar la densidad dentro del área de influencia de la separación.

Ecuación 4.4-10

$$D_R = 2.642 + 0.0053v_{12} - 0.0183L_D$$

Dónde

- D_R = Densidad del área de influencia (veh p/km/carril)
- v_{12} = Tasa de flujo que entra al área de influencia de la rampa (veh p/h), y
- L_D = Longitud del carril de desaceleración (m).

Como en el caso de áreas de unión, la ecuación para predecir la densidad en el segmento (Ecuación 4.4-10) aplica solo a condiciones de flujo no saturadas. No se calcula la densidad cuando la Capacidad es excedida. Así, cuando la demanda de flujo excede la Capacidad de acceso al segmento de autopista o ya sea el segmento de salida de la autopista el segmento de rampa, el Nivel de Servicio F es aplicado automáticamente.

4.4.12.6 Casos especiales

Como fue el caso para áreas de unión, hay una serie de otras configuraciones de separación y geometrías que no se ajustan al caso de rampas de salida de un solo carril del lado derecho. Estos son manejados como casos especiales, con modificaciones o adiciones al procedimiento básico de análisis para abordar con mayor precisión estas configuraciones.

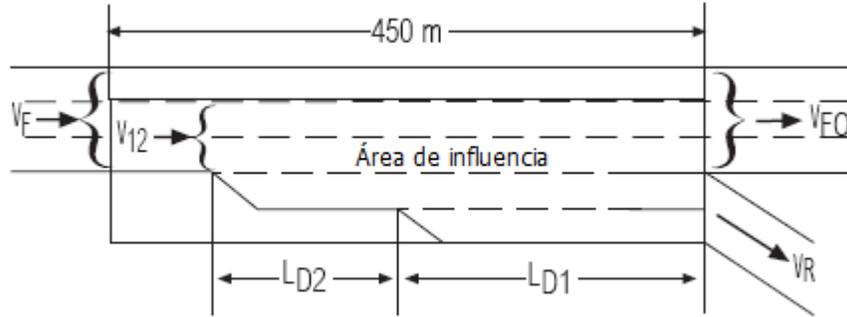
4.4.12.6.1 Rampas de salida de dos carriles

Dos tipos de diseño comunes son los que se usan con rampas de salida de dos carriles del lado derecho. Estos se muestran en la Figura 4.4-9 y la Figura 4.4-10. En el primero, se introducen dos carriles de desaceleración sucesivos. En el segundo, se usa solo un carril de desaceleración. La existencia de una rampa de salida de dos carriles afecta la distribución de carriles de los vehículos aproximándose y por lo tanto el cálculo de v_{12} .

Geometrías comunes para rampas de salida de dos carriles:

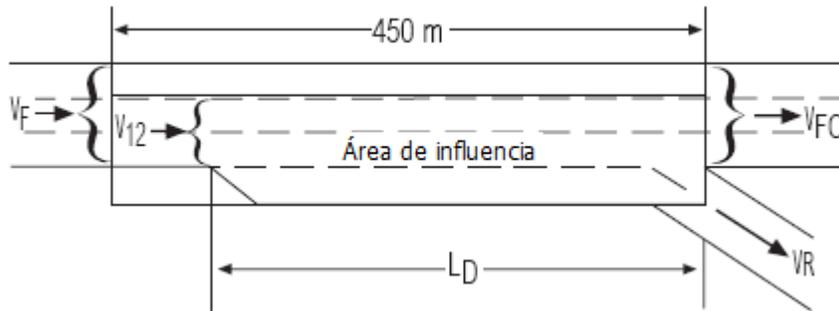


Figura 4.4-9 Geometrías comunes para rampas de salida de dos carriles



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Figura 4.4-10 Geometrías comunes para rampas de dos carriles



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

La ecuación general para calcular v_{12} en un área de separación es la misma que la mostrada en la Tabla 4.4-8:

$$v_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD}$$

Sin embargo, en lugar de utilizar las ecuaciones estándar de la Tabla 4.4-8, P_{FD} para rampas de salida de dos carriles se encuentra de la siguiente manera:

- ⇒ autopistas de cuatro carriles, $P_{FD} = 1.000$,
- ⇒ autopistas de seis carriles, $P_{FD} = 0.450$, y
- ⇒ autopistas de ocho carriles, $P_{FD} = 0.260$.

Para estimar de la densidad en un área de influencia de separación se usa la Ecuación 4.4-10. Sin embargo, cuando la geometría de una rampa de salida es similar a la que se muestra en la Figura 4.4-9, la longitud del carril de desaceleración es remplazada en la ecuación por la longitud efectiva, L_{Deff} (Ecuación 4.4-11).

Ecuación 4.4-11

$$L_{Deff} = 2L_{D1} + L_{D2}$$



Cundo la geometría es similar a la mostrada en la Figura 4.4-10, la longitud del carril de desaceleración se usa sin modificaciones.

4.4.12.6.2 Área principal de separación

Las dos geometrías comunes para áreas de separación principal se ilustran en la Figura 4.4-11 y en la Figura 4.4-12.

Figura 4.4-11 Área principal de separación con igual número de carriles en la entrada y en la salida del área de influencia

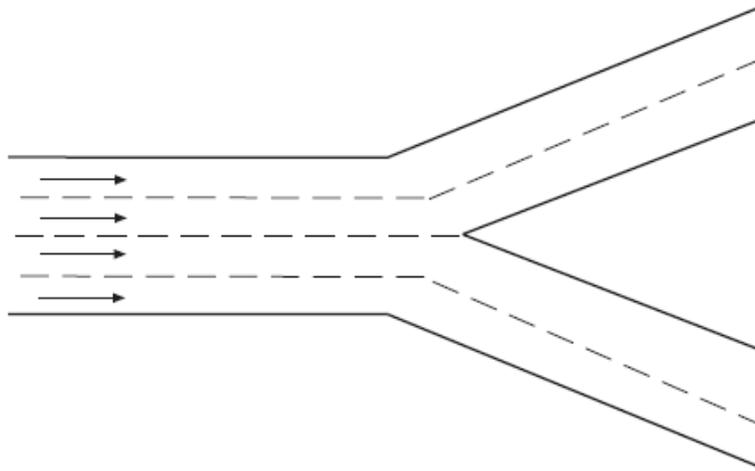
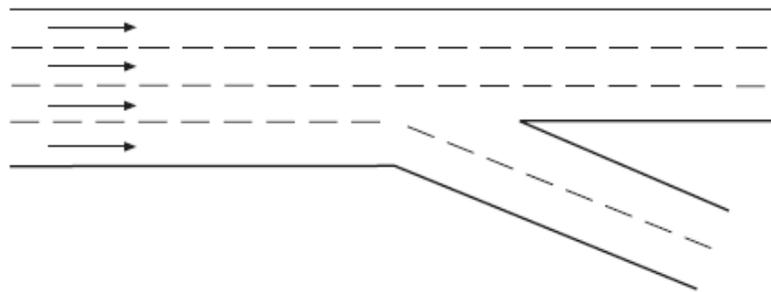


Figura 4.4-12 Área principal de separación con más carriles en la salida que en la entrada al área de influencia



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

El principal análisis de un área principal de separación incluye la Capacidad de entrada y salida de la autopista, las cuales generalmente se construyen según las normas estándar. La demanda de entrada y de salida de cada rama de salida debe ser revisada contra la Capacidad de la apropiada rama de entrada o salida. La Ecuación 4.4-12 permite que la densidad en todos los carriles de la autopista sea estimada para una distancia de 450 metros aguas arriba del área aglutinada.

Ecuación 4.4-12

$$D = 0.0109 \frac{v_F}{N}$$

Dónde

- D = Densidad promedio en todos los carriles de la autopista para una distancia de 450 m aguas arriba de la separación (veh p/km/carril),
- v_F = Tasa de flujo aproximándose al área de separación (veh p/h/carril), y
- N = Número de carriles en el segmento de autopista aproximándose al área de separación.

Esta densidad debe ser comparada con el criterio de Nivel de Servicio en la Tabla 4.4-3 para determinar el Nivel Servicio del área de separación.

4.4.12.6.3 Rampas de salida en autopistas de diez carriles (cinco carriles por sentido)

Existen segmentos de autopista en algunas zonas urbanas en donde hay cinco carriles en cada dirección. Para rampas de salida que deben ser analizadas en tales secciones, un enfoque especial, similar al que se empleó en rampas de entrada. El flujo en el quinto carril, v_5 , se estima usando el criterio de la Tabla 4.4-11.

$$v_{F4eff} = v_F - v_5$$

Los otros cuatro carriles tienen un flujo igual a como fue el caso de las rampas de entrada (ver Ecuación 4.4-7) en segmentos de cinco carriles. La rampa se analiza como si se tratara de una autopista de ocho carriles (cuatro carriles por sentido), utilizando los procedimientos estándar y v_{F4eff} COMO v_F .

Este procedimiento especial aplica solo a rampas de salida del lado derecho de un solo carril en segmentos de cinco carriles.

Tabla 4.4-11 Flujo en el quinto carril

Flujo total de la autopista aproximándose, v_F (veh p/h)	Flujo en el carril 5, v_5 (veh p/h)
$\geq 7,000$	$0.200v_F$
5,500 – 6,999	$0.150v_F$
4,000 – 5,499	$0.100v_F$
$< 4,000$	0

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.4.12.6.4 Rampas de salida del lado izquierdo

Las rampas de salida del lado izquierdo existen en algunos segmentos de autopista. En este caso, el área de influencia de la rampa involucra los dos carriles más a la izquierda de la autopista, no los carriles 1 y 2, excepto en el caso de una autopista de cuatro carriles, en donde los carriles 1 y 2 constituyen los carriles más a la derecha y la izquierda de la autopista.

Para analizar tales situaciones, v_{12} se estima usando los procedimientos estándar de la Tabla 4.4-8. El flujo en los dos carriles más a la izquierda a la entrada del área de influencia de separación se



calcula entonces multiplicando el valor de v_{12} por 1.00, 1.05 o 1.10 para rampas del lado izquierdo en autopistas de cuatro, seis u ocho carriles respectivamente.

Los otros cálculos para la densidad, velocidad o ambas pueden continuar, reemplazando v_{12} con v_{23} o v_{34} , según proceda. Todos los valores de la Capacidad se mantienen sin cambios.

4.4.13 Determinación de la velocidad en el área de influencia de la rampa

Para hacer frente al Nivel de Servicio de autopistas y varias instalaciones, es necesario predecir las velocidades promedio en grandes segmentos de una instalación. Por lo tanto, es útil proporcionar, modelos para estimar las velocidades medias dentro del área de influencia de la rampa y en los carriles fuera del área de influencia (carriles 3 y 4, donde existan) dentro de la longitud de 450 metros del área de influencia. De esas estimaciones, una velocidad media espacial puede ser estimada para todos los vehículos que circulen dentro del área de influencia de la rampa de 450 metros de la longitud en todos los carriles de la autopista.

Tenga en cuenta que este procedimiento refleja las observaciones en campo en que la velocidad media de los vehículos fuera del área de influencia de la rampa también es afectada por las operaciones de unión y separación. Por lo tanto, no es apropiado suponer que las velocidades de los carriles exteriores son las mismas que en los segmentos básicos de autopista para tasas de flujo por carril similares. En general, las velocidades en los carriles exteriores, en las inmediaciones de las rampas serán algo reducidas en comparación con las velocidades para niveles de flujo similares en segmentos básicos de autopista, excepto cuando las tasas de flujo en estos carriles sean muy bajas.

4.4.13.1 Selección de las ecuaciones para estimar las velocidades

La Tabla 4.4-12 proporciona las ecuaciones para estimar estas velocidades. Tenga en cuenta que las velocidades pueden ser estimadas solo para casos de flujo estable.

Las ecuaciones para la velocidad media en los carriles exteriores reflejan la tasa de flujo por carril media de hasta 2,988 veh/h/carril para áreas de unión y 2,350 veh/h/carril para áreas de separación. En el caso de carriles de unión, esta tasa de flujo es muy superior a la Capacidad promedio de un carril de autopista aceptada.

Tabla 4.4-12 Velocidad media en la vecindad de las terminales de la rampa

	Velocidad promedio en el área de influencia de la rampa (km/h)	Velocidad promedio en los carriles exteriores del área de influencia de la rampa (km/h)
Áreas de unión (rampas de entrada)	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67)M_S$ $M_S = 0.321 + 0.0039e^{(v_{R12}/1000)}$ $- 0.004 \left(\frac{L_A S_{FR}}{1000} \right)$	$S_O = S_{FF}$ <p>Dónde $v_{OA} < 500$ veh p/h</p> $S_O = S_{FF} - 0.0058(v_{OA} - 500)$ <p>Dónde $v_{OA} = 500$ a 2300 veh p/h</p> $S_O = S_{FF} - 10.52 - 0.01(v_{OA} - 1000)$ <p>Dónde $v_{OA} > 2300$ veh p/h</p>
Áreas de separación (rampas de salida)	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67)D_S$ $D_S = 0.883 + 0.00009v_R - 0.008S_{FR}$	$S_O = 1.06S_{FF}$ <p>Dónde $v_{OA} < 1000$ veh p/h</p> $S_O = 1.06S_{FF} - 0.0062(v_{OA} - 1000)$ <p>Dónde $v_{OA} \geq 1000$ veh p/h</p>

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Las variables utilizadas en la Tabla 4.4-12 tabla se definen a continuación:

- S_R = Velocidad media espacial de los vehículos dentro del área de influencia de la rampa (km/h); para áreas de unión, esta incluye todos los vehículos en v_{R12} ; para áreas de separación, esta incluye todos los vehículos en v_{12} ,
- S_O = Velocidad media espacial de los vehículos circulando en los carriles exteriores (carriles 3 y 4 donde existan) dentro del rango de longitud de 450 m del área de influencia de la rampa (km/h),
- S_{FF} = Velocidad a flujo libre aproximándose al área de unión o separación (km/h),
- S_{FR} = Velocidad a flujo libre de la rampa (km/h),
- L_A = Longitud del carril de aceleración (m),
- v_R = Tasa de flujo en la rampa (veh p/h),
- v_{R12} = Suma de flujos para la rampa (v_R) y los vehículos entrando al área de influencia de la rampa en los carriles 1 y 2 (v_{12}) en el área de unión (veh p/h),
- v_{OA} = Tasa de flujo promedio por carril en los carriles exteriores (carriles 3 y 4, donde existan) al principio del área de influencia de la rampa (veh p/h/carril),
- M_S = Variable intermedia de determinación de velocidad para áreas de unión, y
- D_S = Variable intermedia de determinación de velocidad para áreas de separación.

4.4.13.2 Determinación del flujo promedio en carriles exteriores

El flujo promedio por carril en los carriles exteriores (v_{OA}) se determina de acuerdo con la Ecuación 4.4-13.

Ecuación 4.4-13

$$v_{OA} = \frac{v_F - v_{12}}{N_O}$$

Dónde



- v_{OA} = Demanda de flujo promedio por carril en carriles exteriores (veh p/h/carril),
- N_O = Número de carriles exteriores en una dirección (sin incluir los carriles de aceleración o desaceleración o los carriles 1 y 2),
- v_F = Tasa de flujo total próximo (veh p/h), y
- v_{12} = Demanda de flujo próximo al área de influencia de la rampa (veh p/h).

4.4.13.3 Determinación de la velocidad media espacial

Una vez que S_R y S_O son determinadas, la velocidad media espacial para todos los vehículos dentro del rango de longitud de 450 metros del área de influencia de la rampa puede ser calculada como la media armónica de las dos de acuerdo a la Ecuación 4.4-14 para áreas de unión o la Ecuación 4.4-15 para áreas de separación.

Ecuación 4.4-14

$$S = \frac{v_{R12} + v_{OA}N_O}{\left(\frac{v_{R12}}{S_R}\right) + \left(\frac{v_{OA}N_O}{S_O}\right)}$$

Ecuación 4.4-15

$$S = \frac{v_{12} + v_{OA}N_O}{\left(\frac{v_{12}}{S_R}\right) + \left(\frac{v_{OA}N_O}{S_O}\right)}$$

Tenga en cuenta para las áreas de unión, la velocidad, media en los carriles exteriores nunca exceda la velocidad a flujo libre en la autopista. Para áreas de separación, en bajas tasas de flujo en los carriles exteriores, la velocidad media puede exceder marginalmente la velocidad a flujo libre. Una vez más, la velocidad a flujo libre refleja la velocidad media de los vehículos bajo condiciones de flujo bajo, y las velocidades medias en los carriles individuales puede exceder el promedio o ser menores que el promedio. Sin embargo, en todos los casos, la predicción máxima de la velocidad media, S , debe limitarse a la velocidad a flujo libre de la autopista. Así, la velocidad media en la autopista en las inmediaciones de la rampa nunca va a ser predicha mayor que la velocidad a flujo libre de la instalación.

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

La metodología que aquí se presenta no aplica para tomar en cuenta las siguientes condiciones (sin modificaciones por el analista):

- ⇒ Carriles especiales, tales como carriles de alta ocupación vehicular, carriles de entrada a la rampa

La metodología no aplica en este caso, ya que las condiciones de operación de los carriles de este tipo no serían uniformes con el resto de los carriles, por lo que la Capacidad del segmento se alteraría y se modificarían la Capacidad y el Nivel de Servicio determinado con la metodología propuesta.



⇒ Condiciones sobresaturadas

Cuando la demanda excede a la Capacidad, el movimiento vehicular se va tornando deficiente con pérdidas de velocidad, lo que hace el sistema tienda a saturarse, hasta llegar a funcionar en niveles de congestión, por lo que no es posible analizar estos casos con la metodología aquí presentada.

⇒ Límite de velocidad y políticas de control

Los límites de velocidad afectan el comportamiento del flujo vehicular ya que limitan la libertad de maniobra de los conductores con lo que se altera el Nivel de Servicio y la Capacidad determinados con esta metodología, por ello no pueden ser considerados en el análisis.

⇒ Presencia de sistemas de transporte inteligente

A la fecha se han desarrollado pocas investigaciones para determinar el impacto de los sistemas inteligentes de transporte en la Capacidad y Nivel de Servicio, por ello el Manual no considera este efecto en sus metodologías.

