

# CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL

Transporte y Vías

Este material de autoestudio fue creado en el año 2007 para el programa Ingeniería de Transporte y Vías y ha sido autorizada su publicación por el (los) autor (es), en el Banco de Objetos Institucional de la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia.



**UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA  
ESCUELA INGENIERÍA DE TRANSPORTE Y VÍAS**



**CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL**

**FLOR ÁNGELA CERQUERA ESCOBAR**

**Msc. Ingeniería de Tránsito y Transporte Inst. Posgrados U.Cauca**

**Espec. Infraestructura Vial, Escuela de Pogrados Ingeniería UPTC**

**Ingeniera de Transporte y Vías UPTC**

**Docente Investigador Escuela de Ingeniería de Transporte y Vías**

**Tunja, octubre de 2.007**

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b><u>CONCEPTOS.....</u></b>	<b>1</b>
<b>2.1</b>	<b>CAPACIDAD .....</b>	<b>1</b>
<b>2.2</b>	<b>NIVELES DE SERVICIO .....</b>	<b>2</b>
2.2.1	NIVEL DE SERVICIO A .....	2
2.2.2	NIVEL DE SERVICIO B .....	2
2.2.3	NIVEL DE SERVICIO C .....	2
2.2.4	NIVEL DE SERVICIO D .....	3
2.2.5	NIVEL DE SERVICIO E.....	3
2.2.6	NIVEL DE SERVICIO F.....	3
<b>2.3</b>	<b>CONGESTIÓN DEL TRÁNSITO.....</b>	<b>4</b>
<b>2.4</b>	<b>FACTORES QUE AFECTAN A LA CAPACIDAD Y A LOS NIVELES DE SERVICIO .....</b>	<b>5</b>
2.4.1	CONDICIONES IDEALES: .....	5
2.4.2	CONDICIONES DE LA VÍA Ó LA INFRAESTRUCTURA.....	5
2.4.3	CONDICIONES DEL TRÁNSITO.....	5
2.4.4	CONDICIONES DE CONTROL.....	6
<b>3</b>	<b><u>CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERA DE DOS CARRILES. MÉTODO COLOMBIANO.....</u></b>	<b>7</b>
<b>3.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>7</b>
3.1.1	CONDICIONES IDEALES.....	7
<b>3.2</b>	<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>7</b>
3.2.1	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD .....	8
3.2.2	DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO .....	8
<b>4</b>	<b><u>MANUALES DE CAPACIDAD VIAL DE LOS ESTADOS UNIDOS .....</u></b>	<b>17</b>
<b>4.1</b>	<b>VERSIONES DE LOS AÑOS 1950, 1985 Y 1994 Y 2000 .....</b>	<b>17</b>
<b>4.2</b>	<b>PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LA VERSIÓN DEL HCM-2000.....</b>	<b>18</b>
4.2.1	ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD.....	18
4.2.2	ESTIMACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO .....	18
4.2.3	EL VOLUMEN DE SERVICIO .....	19
4.2.4	APLICACIÓN DEL HCM .....	20
4.2.5	EJEMPLO SOBRE VOLUMEN MÁXIMO POSIBLE EN VÍAS DE CIRCULACIÓN CONTINUA .....	20
<b>5</b>	<b><u>MÉTODO HCM 2000-CARRETERAS DE DOS CARRILES.....</u></b>	<b>25</b>
<b>5.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>25</b>
<b>5.2</b>	<b>AMBITO DE LA METODOLOGÍA .....</b>	<b>25</b>

<b>5.3</b>	<b>LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA .....</b>	<b>26</b>
<b>5.4</b>	<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>26</b>
5.4.1	CAPACIDAD .....	26
5.4.2	NIVELES DE SERVICIO (LOS) .....	26
<b>5.5</b>	<b>SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS (TWO-WAY SEGMENTS).....</b>	<b>27</b>
5.5.1	DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE (FFS).....	28
5.5.2	DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DE TASA DE FLUJO. VP .....	31
5.5.3	DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO, ATS. ....	34
5.5.4	DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF) .....	34
5.5.5	DETERMINACIÓN DE LOS NIVELES DE SERVICIO (LOS) .....	35
5.5.6	OTRAS MEDIDAS DE TRÁFICO.....	36
<b>5.6</b>	<b>SEGMENTOS DIRECCIONALES.....</b>	<b>37</b>
5.6.1	DETERMINACIÓN DE LA $FFS_D$ .....	38
5.6.2	DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DE TASA DE FLUJO .....	38
5.6.3	DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO, $ATS_D$ .....	46
5.6.4	DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO. $PTSF_D$ .....	48
5.6.5	DETERMINACIÓN DE LOS NIVELES DE SERVICIO, LOS .....	48
5.6.6	OTRAS MEDIDAS DEL TRÁFICO.....	48
<b>5.7</b>	<b>SEGMENTO DIRECCIONAL CON CARRILES DE ADELANTAMIENTO.....</b>	<b>50</b>
<b>5.8</b>	<b>ANÁLISIS DEL SEGMENTO DIRECCIONAL CON CARRIL DE ADELANTAMIENTO..</b>	<b>51</b>
5.8.1	DIVIDIENDO EL SEGMENTO EN REGIONES .....	51
5.8.2	DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO .....	52
5.8.3	DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO $ATSPL$ .....	53
5.8.4	DETERMINACIÓN DE LOS NIVELES DE SERVICIO, LOS .....	54
5.8.5	EFFECTOS DEL CARRIL DE ADELANTAMIENTO SOBRE EL TRÁFICO OPUESTO .....	55
<b>5.9</b>	<b>SEGMENTOS DIRECCIONALES CON CARRILES DE ASCENSO EN RAMPAS .....</b>	<b>55</b>
<b>5.10</b>	<b>VALORACIÓN PARA FACILIDADES DE DOS CARRILES DIRECCIONALES .....</b>	<b>56</b>
<b>5.11</b>	<b>VALORACIÓN FACILIDADES FLUJO ININTERRUMPIDO Y CORREDORES C2K.....</b>	<b>57</b>
<b>5.12</b>	<b>APLICACIONES .....</b>	<b>57</b>
<b>5.13</b>	<b>PASOS DE CÁLCULO.....</b>	<b>58</b>
<b>5.14</b>	<b>APLICACIONES DE PLANEACION.....</b>	<b>58</b>
<b>5.15</b>	<b>HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS.....</b>	<b>58</b>
<b>5.16</b>	<b>EJERCICIO. ....</b>	<b>58</b>
5.16.1	DETERMINACIÓN VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE.....	59
5.16.2	CALCULO PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO DE SEGUIMIENTO. PTSF .....	61
5.16.3	OTRAS MEDIDAS DE COMPORTAMIENTO .....	63
<b>6</b>	<b><u>VÍAS MULTICARRIL.....</u></b>	<b>64</b>
<b>6.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>64</b>

<b>6.2</b>	<b>CONDICIONES IDEALES PARA VIAS MULTICARRIL .....</b>	<b>64</b>
<b>6.3</b>	<b>LIMITACIONES DE LA METODOLOGIA .....</b>	<b>64</b>
<b>6.4</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>64</b>
<b>6.5</b>	<b>NIVEL DE SERVICIO, LOS .....</b>	<b>65</b>
<b>6.6</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE, FFS.....</b>	<b>66</b>
6.6.1	ESTIMACIÓN FFS .....	68
6.6.2	FFS BASE .....	68
6.6.3	AJUSTE POR ANCHO DE CARRIL.....	68
6.6.4	AJUSTE POR DESPEJE LATERAL .....	69
6.6.5	AJUSTE POR TIPO DE SEPARADOR .....	70
6.6.6	AJUSTE POR DENSIDAD DE PUNTOS DE ACCESO .....	70
<b>6.7</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LA TASA DE FLUJO .....</b>	<b>70</b>
6.7.1	FHP .....	71
6.7.2	AJUSTE POR VEHÍCULOS PESADOS .....	71
6.7.3	EQUIVALENCIAS PARA LOS SEGMENTOS GENERAL EXTENDIDO.....	72
6.7.4	EQUIVALENCIAS PARA PENDIENTES ESPECÍFICAS.....	72
6.7.5	FACTOR POR TIPO DE CONDUCTOR.....	74
<b>6.8</b>	<b>DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO, LOS .....</b>	<b>75</b>
6.8.1	SENSIBILIDAD DE LOS RESULTADOS PARA LAS VARIABLES DE ENTRADA. ....	75
<b>6.9</b>	<b>APLICACIONES .....</b>	<b>76</b>
<b>6.10</b>	<b>SEGMENTACION DE LA VIA .....</b>	<b>76</b>
<b>7</b>	<b><u>CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO VÍAS ARTERIAS URBANAS .....</u></b>	<b><u>78</u></b>
<b>7.1</b>	<b>ALCANCE DE LA METODOLOGÍA.....</b>	<b>78</b>
<b>7.2</b>	<b>LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA .....</b>	<b>78</b>
<b>7.3</b>	<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>78</b>
<b>7.4</b>	<b>NIVELES DE SERVICIO. LOS .....</b>	<b>80</b>
<b>7.5</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LA CLASIFICACIÓN DE LAS CALLES URBANAS.....</b>	<b>81</b>
<b>7.6</b>	<b>DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE MARCHA.....</b>	<b>81</b>
<b>7.7</b>	<b>LA DETERMINACIÓN DE LA DEMORA .....</b>	<b>83</b>
7.7.1	DEMORA UNIFORME D1 .....	83
7.7.2	DEMORA INCREMENTAL. INCREMENTO DE LA DEMORA POR ARRIVOS ALEATORIOS.....	84
7.7.3	LA DEMORA POR COLA INICIAL.....	84
<b>7.8</b>	<b>TIPO DE LA LLEGADA, AT Y TASA DE PELOTÓN RP .....</b>	<b>84</b>
<b>7.9</b>	<b>FACTOR DE AJUSTE POR LA PROGRESIÓN .....</b>	<b>85</b>

---

<b>7.10</b>	<b>AJUSTE POR DEMORA INCREMENTAL PARA TIPO DE CONTROL ACTUADO POR EL TRÁNSITO.....</b>	<b>87</b>
<b>7.11</b>	<b>FACTOR DE AJUSTE AGUAS ARRIBA DE FILTRACIÓN O DE REGULACIÓN, FACTOR I .....</b>	<b>87</b>
<b>7.12</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE RECORRIDO .....</b>	<b>88</b>
<b>7.13</b>	<b>DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO, LOS .....</b>	<b>88</b>
<b>7.14</b>	<b>SENSIBILIDAD DE LOS RESULTADOS PARA ENTRADA DE VARIABLES .....</b>	<b>89</b>
<b>7.15</b>	<b>APLICACIONES .....</b>	<b>92</b>
7.15.1	DIVIDIR LA CALLE URBANA EN SEGMENTOS URBANOS .....	93
7.15.2	PASOS PARA EL CÁLCULO .....	93
<b>7.16</b>	<b>APLICACIÓN DE PLANEACIÓN.....</b>	<b>94</b>
<b>7.17</b>	<b>HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS.....</b>	<b>96</b>
7.17.1	PROBLEMAS DE EJEMPLO .....	96

## 1 INTRODUCCIÓN

La capacidad de una infraestructura de transporte refleja su facultad para acomodar un flujo de vehículos o personas. Es una medida de la oferta de transporte. Así, al interactuar la oferta con la demanda se tendrán unas condiciones que definen la calidad del flujo; esto es, el nivel de servicio.

Las evaluaciones de la capacidad y el nivel de servicio (NS) son necesarios para la toma de decisiones y acciones en la ingeniería de tránsito y planteamiento de transporte. El análisis de capacidad y NS permite dar respuesta a interrogantes como los siguientes:

¿Cuál es la calidad del servicio proporcionado por una vía durante las horas pico?

¿Que tipo de vía es necesario para absorber un flujo dado?

¿Cuántos vehículos de servicio público son necesarios para transportar una demanda de pasajeros?

¿En que año se requiere ampliar una vía?

¿Es necesario semaforizar una intersección vial?

En esta parte del curso se presentará la técnica de análisis operativo, de dimensionamiento y de planificación de la capacidad de infraestructura de transporte para dos carriles, multicarril (*Flujo ininterrumpido*) y Arterias urbanas (*Flujo interrumpido*). Vale destacar que las infraestructuras a su vez, se clasifican de acuerdo con dos categorías del *flujo ininterrumpido e interrumpido*.

- **Flujo ininterrumpido o continuo:** Estos tipos de infraestructuras no tienen elementos fijos, como los semáforos, que sean externos al flujo y que lo puedan interrumpir. Las condiciones de circulación son el resultado de las interacciones entre los vehículos en el flujo y entre los vehículos y las características geométricas y de entorno de la carretera. Aquí se incluyen autopistas, vías multicarril, vías de dos carriles.

- **Flujo interrumpido:** Las infraestructuras de este tipo tienen elementos fijos que pueden interrumpir el flujo vehicular. Estos elementos incluyen intersecciones de prioridad, intersecciones semaforizadas y paraderos de buses. Estos dispositivos obligan a parar el tránsito en forma periódica o a reducir significativamente su velocidad, independiente de la magnitud del tránsito. Son ejemplos las arterias urbanas.

Es necesario aclarar que los términos ininterrumpido e interrumpido describen el tipo de infraestructura y no la calidad del flujo. Por ejemplo, una autopista puede congestionarse al extremo que su velocidad es muy baja, y sigue siendo una infraestructura de flujo ininterrumpido, pues las causas de la congestión son internas a la corriente de circulación.

## 2 CONCEPTOS

### 2.1 Capacidad

Se define como capacidad de una infraestructura de transporte al “flujo máximo horario al que se puede razonablemente esperar que las personas o vehículos atraviesen un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado, bajo condiciones prevalecientes de la vía, del control y del tránsito”.

De la definición anterior se infieren las siguientes consideraciones:

La capacidad puede expresarse en términos de vehículos o en términos de personas.

La capacidad se refiere a un punto o sección uniforme de la infraestructura; por tanto segmentos o puntos con diferentes características tendrán diferentes capacidades.

La capacidad se refiere a una tasa de flujo vehicular o personas durante un período de tiempo que muy a menudo es el periodo de 15 minutos pico. La capacidad no se refiere al máximo volumen al que puede darse servicio durante una hora. Esta definición contempla la posibilidad de variaciones significativas del flujo dentro de una hora.

La capacidad se define sobre la base de una “esperanza razonable”. No es la máxima tasa de flujo absoluta jamás observada en el tipo de infraestructura analizada. Debe tenerse en cuenta que se consideran condiciones promedio, y que las características de los conductores, los vehículos y ambientales, puede diferir de una región a otra.

La capacidad esta dada bajo condiciones prevalecientes de la vía (características geométricas, tipo de sección, pendientes, dimensiones de carriles, bermas, etc.), del control (dispositivos de control de transito como semáforos, señales, movimientos permitidos), y del transito (composición vehicular, velocidad, características del flujo vehicular).

## **2.2 NIVELES DE SERVICIO**

El concepto de nivel de servicio se utiliza para evaluar la calidad del flujo. Es “una medida cualitativa que descubre las condiciones de operación de un flujo de vehículos y/o personas, y de su percepción por los conductores o pasajeros”. Estas condiciones se describen en términos de factores como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de maniobra, las interrupciones a la circulación, la comodidad, las conveniencias y la seguridad vial.

Para cada tipo de infraestructura se definen 6 niveles de servicio, para los cuales se disponen de procedimientos de análisis, se les otorga una letra desde la A hasta la F siendo el nivel de servicio (NS) A el que representa las mejores condiciones operativas, y el NS F, las peores.

Las condiciones de operación de estos niveles, para sistemas de flujo ininterrumpido son las siguientes:

### **2.2.1 Nivel de Servicio A**

Representa una circulación a flujo libre. Los usuarios, considerados en forma individual, están virtualmente exentos de los efectos de la presencia de otros en la circulación. Poseen una altísima libertad para seleccionar sus velocidades deseadas y maniobrar dentro del tránsito.

El nivel general de comodidad y conveniencia proporcionado por la circulación al motorista, pasajero o peatón, es excelente.

### **2.2.2 Nivel de Servicio B**

Está dentro del rango del flujo estable, aunque se empiezan a observar otros vehículos integrantes de la circulación. La libertad de selección de las velocidades deseadas, sigue relativamente inafectada, aunque disminuye un poco la libertad de maniobra en relación con la del nivel de servicio A. El nivel de comodidad y conveniencia es algo inferior a los del nivel de servicio A, porque la presencia de otros comienza a influir en el comportamiento individual de cada uno.

### **2.2.3 Nivel de Servicio C**

Pertenece al rango del flujo estable, pero marca el comienzo del dominio en el que la operación de los usuarios individuales se ve afectada de forma significativa por las interacciones con los

otros usuarios. La selección de velocidad se ve afectada por la presencia de otros, y la libertad de maniobra comienza a ser restringida. El nivel de comodidad y conveniencia desciende notablemente.

#### 2.2.4 Nivel de Servicio D

Representa una circulación de densidad elevada, aunque estable. La velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas, y el conductor o peatón experimenta un nivel general de comodidad y conveniencia bajo. Los pequeños incrementos del flujo generalmente ocasionan problemas de funcionamiento.

#### 2.2.5 Nivel de Servicio E

El funcionamiento está en el, o cerca del, límite de su capacidad. La velocidad de todos se ve reducida a un valor bajo, bastante uniforme. La libertad de maniobra para circular es extremadamente difícil, y se consigue forzando a un vehículo o peatón a “ceder el paso”. Los niveles de comodidad y conveniencia son enormemente bajos, siendo muy elevada la frustración de los conductores o peatones. La circulación es normalmente inestable, debido a que los pequeños aumentos del flujo o ligeras perturbaciones del tránsito producen colapsos.

#### 2.2.6 Nivel de Servicio F

Representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto o calzada, excede la cantidad que puede pasar por él. En estos lugares se forman colas, donde la operación se caracteriza por la existencia de ondas de parada y arranque, extremadamente inestables.

Normalmente se acepta que el volumen de tránsito al que se puede dar servicio en las condiciones de parada y arranque del NS F es inferior que el posible al NS E; en consecuencia el flujo de servicio E es el valor que corresponde a la capacidad de la infraestructura.

Los procedimientos que aquí se explicarán intentan estimar el máximo flujo que puede circular por distintas infraestructuras para cada nivel de servicio, excepto para el NS F, para el que los flujos son inestables. Por tanto, para cada infraestructura se tienen 5 flujos de servicio, uno para cada nivel de servicio, desde el A hasta el E. Así, el flujo de servicio es la tasa máxima horaria a la que se puede razonablemente esperar que las personas o vehículos atraviesen un punto o sección uniforme de una calzada o carril durante un período de tiempo dado, bajo condiciones prevalecientes de la vía, el control y el tránsito, a la vez que se mantiene un nivel de servicio concreto.

Para cada tipo de infraestructura se definen los niveles de servicio sobre la base de uno o más parámetros operativos que son los que mejor describen las calidades de utilización de ese tipo de infraestructura. Se denominan medidas o indicadores de eficacia a los parámetros seleccionados para definir los niveles de servicio de cada tipo de instalación. La Tabla 1 representa las medidas de eficacia primarias utilizadas para cada tipo de infraestructura.

Tabla 1 MEDIDAS DE EFICACIA PRINCIPALES PARA LA DEFINICIÓN DE NIVEL DE SERVICIO.

TIPO DE ESTRUCTURA	MEDIDA DE EFICACIA
Autopistas	Densidad (vl/km/c) Demora en veh-h Velocidad (Km/h) Tiempo de viaje (sg)
Segmentos Básicos de Autopista	Densidad (vl/km/c) Velocidad (Km/h) Relación (v/c)

Áreas de Trazado ó entrecruzamiento	Densidad (vl/km.c) Velocidad de no entrecruzamiento (km/h) Velocidad de entrecruzamiento (km/h)
Intersecciones con un ramal	flujos (vl/h)
Carreteras multicarril	Densidad (v/h) Velocidad Media de recorrido (km/h) Relación (v/c)
Carreteras de dos carriles (HCM – 2000)	Demora en tiempo de seguimiento (porcentaje) Velocidad media de recorrido (Km/h)
Carreteras de dos carriles (MÉTODO COLOMBIANO)	Velocidad media de recorrido (Km/h)
Intersecciones reguladas con semáforos	Demora total media por control (sg/v) Relación v/c
Intersecciones sin semáforos	Demora total media por control (sg/v) Longitud de Cola (No v) Relación v/c
Arterias	Velocidad de viaje (km/h) Tiempos de recorrido (sg) Demora por control en intersecciones (sg)
Transporte Colectivo	Factor de carga (per/asiento,v/h,pers/h)
Peatones	Espaciamiento (m2/pt) Demora peatón (sg/peat) Velocidad media (km) Relación (v/c)

Para fines de diseño, la Tabla 2 proporciona una guía que permite seleccionar el nivel de servicio de diseño.

Tabla 2 GUÍA PARA LA SOLUCIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO DE DISEÑO

TIPO DE VÍA	TIPO DE AREA			
	RURAL PLANA	RURAL ONDULADO	RURAL MONTAÑOSA	URBANA Y SUB URBANA
AUTOPISTA	B	B	C	C
ARTERIA	B	B	C	C
COLECTORA	C	C	D	D
LOCAL	D	D	D	D

### 2.3 CONGESTIÓN DEL TRÁNSITO

Técnicamente, *congestión de tránsito* es la situación que se crea cuando el volumen de demanda de tránsito en uno o más puntos de una vía excede el volumen máximo que puede pasar por ellos. También se dice que hay congestión cuando la interacción vehicular es tan intensa que impide que los usuarios de una vía puedan circular por ella cómodamente y sin demoras excesivas; pero preferimos la definición técnica por ser menos ambigua.

Para que se produzca la congestión, es preciso que haya un *aumento* del volumen de demanda o una *disminución* del volumen máximo posible, con respecto a la situación que existía cuando no había congestión. Estos cambios pueden ocurrir a lo largo de la vía o a lo largo del tiempo.

El primer caso sucede cuando el volumen máximo posible en el punto de la vía considerado es menor que el que existe corriente arriba de este punto en la vía o vías que conducen hasta allí el volumen de demanda. En ese punto ocurre lo que se suele llamar “embotellamiento” Cuando el volumen de demanda empieza a rebasar el volumen máximo posible, la congestión se inicia en el punto de “embotellamiento”, pues de otro modo empezaría corriente arriba. Ejemplos frecuentes de este caso son el comienzo de una pendiente fuerte o curva cerrada, o bien la confluencia de dos o más corrientes vehiculares en el punto considerado.

El segundo caso sucede, por ejemplo, cuando aumenta la demanda de viajes, inesperadamente o no, o cuando el mal tiempo o cualquier otra circunstancia reduce la velocidad de la corriente vehicular y/o alarga las brechas entre vehículos. Sin embargo, también en este caso la congestión suele manifestarse primero en puntos de “embotellamiento”, pues los cambios en demanda u

oferta de tránsito son, en general, graduales y la congestión alcanza primero esos puntos aunque luego se propague corriente arriba y se vaya disipando corriente abajo.

## **2.4 FACTORES QUE AFECTAN A LA CAPACIDAD Y A LOS NIVELES DE SERVICIO**

### **2.4.1 Condiciones ideales:**

Muchos de los procedimientos utilizados proporcionan unas formulaciones sencillas para un conjunto de condiciones definidas como estándar (ideales), que deben corregirse para tener en cuenta las condiciones prevalecientes que no coincidan con ella. En principio, una condición es ideal cuando su mejora no produce un incremento en la capacidad. En estas condiciones se presume buen clima, pavimento en buen estado, usuarios “racionales” y la inexistencia de incidentes que obstruyan el flujo.

Las siguientes son las condiciones ideales para infraestructuras de flujo ininterrumpido:

- Repartición del tránsito por igual en ambos sentidos
- Carriles de no menos de 3.65 m
- Una distancia (bermas) de 1.8 m entre el borde de la calzada exterior y los obstáculos u objetos adyacentes a la vía o separador
- Velocidad de proyecto de 100 k/h para vías de 2 carriles y de 110 k/h para vías multicarril y autopista
- Flujo constituido únicamente por vehículos ligeros. Ausencia de vehículos pesados.
- Superficie de rodadura en condiciones óptimas
- Visibilidad adecuada para adelantar
- Señalización horizontal y vertical óptima.
- Terreno llano y rasante horizontal

En la mayoría de los análisis las condiciones existentes difieren de las condiciones ideales, por lo cual se deben incluir correcciones que reflejen la inexistencia de las condiciones ideales.

### **2.4.2 Condiciones de la vía ó la infraestructura**

Las condiciones que afectan a la vía comprenden las condiciones geométricas y los elementos del proyecto. Estos factores son los siguientes:

- El tipo de vía y el medio urbanístico en que está inmersa
- La anchura de carril
- El ancho de las bermas y los despejes laterales
- La velocidad de proyecto
- El alineamiento horizontal y el alineamiento vertical
- La disponibilidad de espacio para esperar en cola en las intersecciones

### **2.4.3 Condiciones del tránsito**

Las condiciones del tránsito que influyen a la capacidad y los niveles de servicio son el tipo de vehículo y las distribuciones de los vehículos entre carriles.

Se definen como vehículos pesados aquellos que tienen más de cuatro ruedas sobre el pavimento. Se agrupan en tres categorías: camiones, vehículos recreaciones y autobuses.

Además de la composición vehicular, se tiene en cuenta el reparto por sentidos de circulación, que es especialmente crucial en vías de dos carriles, donde las condiciones ideales se producen

cuando la distribución es 50/50 (50% en cada sentido). La distribución entre carriles y entre calzadas en estructuras multicarril y autopistas es importante, ya que en estos casos el análisis se hace en forma independiente para cada sentido de circulación.

#### ***2.4.4 Condiciones de control***

En vías para circulación continuas el control y normas que afectan significativamente la capacidad y los niveles de servicio, como la justificación de estacionar las restricciones para el rebase, la prohibición de giros, los sentidos de circulación permitidos.

### 3 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERA DE DOS CARRILES. MÉTODO COLOMBIANO

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

Una carretera rural de dos carriles puede definirse como una calzada que tiene un carril para cada sentido de circulación. La gran mayoría de las vías del país son de este tipo. En ellas, el adelantamiento a los vehículos lentos requiere utilizar el carril de sentido opuesto, siempre que se disponga de la visibilidad y los intervalos de la circulación de la corriente opuesta lo permitan. Es claro, que a diferencia de las vías multicarril, un sentido de circulación afecta el sentido opuesto.

En las vías de dos carriles a medida que aumentan los flujos o las restricciones para el rebase, se forman colas estando los conductores expuestos a demoras en estas columnas debido a la imposibilidad de rebasar. La alta velocidad no es la característica esencial de las vías de dos carriles. La demora manifestada por la formación de columnas de vehículos, y la utilización de la capacidad son las medidas más representativas de la calidad del servicio.

En síntesis, son dos los parámetros que describen la calidad del servicio en las vías de dos carriles, son ellas:

*Velocidad media de recorrido.* Representa la movilidad y se define como la longitud de un segmento de vía, dividida por el tiempo promedio de recorrido de los vehículos en dicho segmento en ambos sentidos.

Utilización de capacidad. También conocido como grado de saturación (X), dado por la relación volumen a capacidad (v/c). Representa la función de accesibilidad.

Sin embargo, la medida esencial es la velocidad y la utilización de la capacidad que es una medida indirecta.

##### 3.1.1 Condiciones ideales

Las condiciones ideales de una vía de dos carriles son las siguientes:

- Velocidad de proyecto, igual o mayor de 90 k/h
- Carriles de 3,65 m de ancho
- Bermas de 1,8m o más
- Inexistencia de tramos con prohibición de adelantamiento
- No existencia de vehículos pesados
- Distribución direccional 50/50
- Ninguna restricción al tránsito principal debido a algún tipo de control o vehículos que giren
- Terreno Plano

Según el manual de capacidad de carreteras (HCM-2000) la capacidad de las carreteras de dos carriles en estas condiciones ideales es de 3200 vl/h sumando ambos carriles.

#### 3.2 METODOLOGÍA

En el proceso sistemático de determinación de la Capacidad y el Nivel de servicio planteado en el Manual colombiano se sigue en forma general el siguiente proceso:

Se parte de las condiciones ideales para capacidad de  $C_i = 3200$  Automóviles por hora en los dos sentidos, y se multiplica por los factores de corrección hasta transformarla en capacidad para las condiciones actuales en vehículos por hora. De acuerdo con las características de la vía y el

tránsito se tiene en cuenta los siguientes factores de corrección:

Pendientes (Fpe). (Tabla 3.)

Distribución de tránsito por sentidos (Fd). (Tabla 4.)

Ancho de carril y berma utilizable (Fcb). (Tabla 5.)

Presencia de vehículos pesados (Fp). (Tabla 6.)

### 3.2.1 Cálculo de la Capacidad

Se calcula la Capacidad del sector en vehículos mixtos máximo, que puede circular durante la hora pico, en ambos sentidos sin causar congestión suponiendo que no hay variaciones aleatorias, C60:

$$F_{pe} \times F_d \times F_{cb} \times F_p \times C_i = C_{60}$$

Se determina el Volumen mixto máximo que debe circular durante la hora pico sin que se produzca congestión durante el período de cinco minutos de mayor tránsito de esa hora, C5 es:

$$C_{60} \times FPH \text{ o } FHMD = C5$$

Determinación del Factor horario de máxima demanda, FHMD: Puede ser a través de la Tabla 7 o calculando:

$$FHMD = VHMD / 4 \times (q \text{ max } 15 \text{ min})$$

Se determinan las relaciones Q/C60 y Q/C5 las cuales buscan hacer una comparación de la demanda real frente al flujo ofrecido en las condiciones actuales que puede alojar la vía.

### 3.2.2 Determinación del Nivel de Servicio

De la tabla 8, se encuentra la velocidad ideal a flujo libre, Vi, en pendientes ascendentes para una pendiente dada y una longitud caracterizada.

Con Vi se calcula la velocidad de automóviles a flujo restringido V1; con el factor de la utilización de la capacidad fu de la tabla 9,

$$V_i \times F_u = V_1$$

Con los factores de superficie de rodadura f<sub>sr</sub> y del efecto combinado del ancho de carril y berma tomados de las tablas 10 y 11, respectivamente se calcula la velocidad a flujo restringido, V2, para las condiciones de la vía.

$$F_{sr} \times F_{cb} \times V_1 = V_2$$

Se determina el Factor total por vehículos pesados f<sub>pt</sub>, a partir de los factores de corrección del nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes, f<sub>p1</sub> y f<sub>p2</sub> tablas 12 y 13.

$$F_{p1} \times F_{p2} = F_{pt}$$

La velocidad de tránsito mixto a flujo restringido para las condiciones de la vía en tangente V3 :

$$F_{pt} \times V_2 = V_3$$

Calcular la velocidad máxima que permite la curva más cerrada, según tabla 14 , Vc. Km/h

Si V3 < Vc determinar la velocidad media V a partir de V3.

Si V3 > Vc determinar la velocidad media V a partir del procedimiento cuando la curvatura la

limita:

La longitud de la curva es:

$$\text{Radio} \times \text{Deflexión} \times \pi/180 = Lc$$

El cálculo de la longitud acelerando y desacelerando es:

$$130 + Lc = Lda$$

El recorrido con velocidad  $V_3$  se determina por medio de la longitud del tramo, L:

$$1000 \times L - Lda = L_3$$

El tiempo transcurriendo a la velocidad  $V_3$  es:

$$3.6 \times L_3 / V_3 = T_3$$

Los tiempos de aceleración y deceleración son respectivamente:

$$td_1 = \frac{\left[ -0.278 V_3 + \left( 0.077 * V_3^2 - 49.40 \right)^{\frac{1}{2}} \right] * 2}{-0.19}$$

$$td_2 = \frac{-0.267 V_3 + \left( 0.071 * V_3^2 - 0.60 Lc \right)^{\frac{1}{2}}}{-0.30}$$

$$tda = \frac{-0.256 * V_3 + \left( 0.065 * V_3^2 - 0.20 * Lc \right)^{\frac{1}{2}}}{0.10}$$

$$T_{da} = t_{da} + T_{d1} + T_{d2}$$

$$T = T_3 + Tda$$

$$\text{Velocidad media} = 3600 * L / T$$

Y se determina el Nivel de Servicio a partir de la velocidad media, V. tabla 15,

**Tabla 3** FACTORES DE CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD POR PENDIENTE (Fpe)

PENDIENTE ASCENDENTE	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)					
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
%	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
2	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97
3	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95
4	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94
5	0.98	0.95	0.94	0.92	0.92	0.92
6	0.97	0.95	0.92	0.91	0.91	0.90
7	0.96	0.93	0.91	0.89	0.89	0.87
8	0.96	0.92	0.89	0.97	0.86	0.85
9	0.94	0.89	0.85	0.83	0.82	0.81
10	0.92	0.85	0.81	0.79	0.78	0.77
11	0.90	0.81	0.76	0.73	0.72	0.71
12	0.87	0.76	0.71	0.68	0.67	0.64

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio.

**Tabla 4** FACTORES DE CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD POR DISTRIBUCIÓN POR SENTIDO (Fd)

DITRIBUCIÓN POR SENTIDO A/D	PORCENTAJE DE ZONAS DE NO REBASE					
	0	20	40	60	80	100
50/50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60/40	0.90	0.89	0.87	0.86	0.85	0.83
70/30	0.82	0.80	0.78	0.76	0.74	0.71
80/20	0.75	0.72	0.70	0.67	0.65	0.63
90/10	0.69	0.66	0.64	0.61	0.58	0.56
100/0	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53	0.50

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio.

**Tabla 5** FACTORES CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD POR EFECTO COMBINADO DE ANCHO DE CARRIL Y BERMA (Fcb)

ANCHO UTILIZABLE DE LA BERMA EN METROS	ANCHO EL CARRIL (m)				
	3.65	3.50	3.30	3.00	2.70
1.80	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92
1.50	0.99	0.99	0.98	0.95	0.91
1.20	0.99	0.98	0.97	0.95	0.91
1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.90
0.50	0.98	0.97	0.96	0.93	0.89
0.00	0.97	0.96	0.95	0.92	0.88

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio.

Tabla 6 FACTORES CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD POR LA PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS EN PENDIENTES ASCENDENTES (Fp)

PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
0	TODAS	0.95	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78
1	0.5	0.95	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78
	1.0	0.94	0.89	0.86	0.83	0.80	0.77
	1.5	0.93	0.88	0.85	0.82	0.80	0.77
	2.0	0.92	0.87	0.85	0.82	0.79	0.76
	3.0	0.91	0.87	0.84	0.82	0.79	0.76
	4.0	0.91	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75
	≥5.0	0.90	0.87	0.83	0.81	0.78	0.75
2	0.5	0.94	0.90	0.85	0.83	0.80	0.77
	1.0	0.93	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76
	1.5	0.92	0.88	0.84	0.81	0.79	0.76
	2.0	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.75
	3.0	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73
	4.0	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75	0.72
	≥5.0	0.86	0.83	0.80	0.77	0.74	0.72
3	0.5	0.94	0.89	0.84	0.81	0.78	0.75
	1.0	0.92	0.87	0.83	0.80	0.77	0.75
	1.5	0.89	0.85	0.81	0.78	0.75	0.73
	2.0	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	3.0	0.86	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70
	4.0	0.85	0.81	0.78	0.75	0.72	0.70
	≥5.0	0.84	0.80	0.78	0.75	0.72	0.69
4	0.5	0.93	0.88	0.83	0.80	0.76	0.74
	1.0	0.89	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	1.5	0.84	0.81	0.77	0.74	0.72	0.69
	2.0	0.83	0.79	0.76	0.73	0.70	0.68
	3.0	0.82	0.78	0.75	0.71	0.68	0.66
	4.0	0.81	0.77	0.74	0.71	0.68	0.65
	≥5.0	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.64
5	0.5	0.92	0.86	0.82	0.78	0.75	0.73
	1.0	0.85	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69
	1.5	0.82	0.78	0.75	0.71	0.69	0.65
	2.0	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.63
	3.0	0.79	0.75	0.72	0.69	0.66	0.63
	4.0	0.78	0.74	0.71	0.68	0.65	0.62
	≥5.0	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.62
6	0.5	0.90	0.84	0.79	0.76	0.73	0.70
	1.0	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67	0.65
	1.5	0.79	0.75	0.71	0.68	0.65	0.63
	2.0	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.62
	3.0	0.76	0.72	0.69	0.66	0.63	0.61
7	0.5	0.89	0.82	0.78	0.74	0.71	0.68
	1.0	0.78	0.74	0.71	0.67	0.64	0.61
	1.5	0.76	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	2.0	0.74	0.70	0.67	0.63	0.60	0.57
	3.0	0.72	0.68	0.67	0.61	0.58	0.56
	4.0	0.71	0.67	0.64	0.60	0.57	0.55
	≥5.0	0.71	0.67	0.63	0.60	0.57	0.54
8	0.5	0.87	0.81	0.76	0.73	0.70	0.67
	1.0	0.76	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	1.5	0.73	0.69	0.65	0.62	0.59	0.56
	2.0	0.71	0.67	0.63	0.60	0.57	0.53
	3.0	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53
	4.0	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.52
	≥5.0	0.67	0.63	0.60	0.56	0.53	0.51
9	0.5	0.86	0.79	0.74	0.71	0.68	0.65
	1.0	0.74	0.70	0.67	0.64	0.60	0.58
	1.5	0.71	0.67	0.64	0.60	0.57	0.55
	2.0	0.70	0.66	0.62	0.59	0.56	0.53
	3.0	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51
	4.0	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50
	≥5.0	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50
10	0.5	0.83	0.76	0.72	0.68	0.65	0.59
	1.0	0.70	0.66	0.62	0.59	0.56	0.52
	1.5	0.68	0.64	0.61	0.58	0.55	0.50
	2.0	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.48
	3.0	0.65	0.61	0.57	0.54	0.51	0.47
	4.0	0.64	0.60	0.56	0.53	0.50	0.46
	≥5.0	0.63	0.59	0.55	0.52	0.49	0.45
11	0.5	0.79	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	1.0	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.52
	1.5	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50
	2.0	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.48
	3.0	0.63	0.59	0.55	0.52	0.49	0.47
	4.0	0.62	0.58	0.54	0.51	0.48	0.46
	≥5.0	0.61	0.57	0.53	0.50	0.47	0.45
12	0.5	0.77	0.69	0.65	0.62	0.59	0.56
	1.0	0.66	0.62	0.59	0.55	0.52	0.50
	1.5	0.64	0.60	0.56	0.53	0.50	0.48
	2.0	0.62	0.58	0.55	0.52	0.49	0.46
	3.0	0.61	0.57	0.53	0.50	0.48	0.45
	4.0	0.60	0.56	0.53	0.49	0.47	0.44
	≥5.0	0.59	0.55	0.52	0.49	0.46	0.43

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio.

**Tabla 7 FACTOR DE HORA PICO. FHP**

VOLUMEN HORARIO TOTAL veh/h (C60)	FACTOR DE PICO HORARIO	VOLUMEN HORARIO TOTAL veh/h (C60)	FACTOR DE PICO HORARIO
100	0.68	1800	0.90
200	0.70	1800	0.92
300	0.72	2000	0.93
400	0.74	2200	0.95
600	0.78	2400	0.95
800	0.81	2600	0.96
1000	0.84	2800	0.97
1200	0.86	≥3000	0.97
1400	0.89		

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

**Tabla 8 VELOCIDAD MEDIA IDEAL DE AUTOMÓVILES A FLUJO LIBRE EN PENDIENTE ASCENDENTE (Vi)**

PEND. ASC. %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)											
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
0	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
1	88	86	86	86	85	85	85	85	85	85	85	85
2	86	82	81	81	80	80	80	80	80	80	80	80
3	83	79	77	76	75	75	75	75	75	75	75	75
4	82	77	74	72	70	70	69	69	69	69	68	68
5	81	74	70	68	66	66	65	65	64	64	64	64
6	80	73	67	65	63	62	61	61	60	60	60	60
7	85	69	63	60	59	56	55	55	54	54	54	54
8	76	66	60	55	54	52	51	51	50	50	49	49
9	70	59	52	49	48	46	44	44	43	43	43	43
10	66	52	46	42	41	40	39	38	38	37	37	37
11	61	46	39	38	35	34	33	31	31	30	30	30
12	55	39	34	30	29	27	27	26	26	25	25	25

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

**Tabla 9 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR EFECTO DE LA UTILIZACIÓN DE LA CAPACIDAD (Fu)**

RELACIÓN VOLUMEN/CAPACIDAD Q/C60	FACTOR DE CORRECCIÓN
0.1	0.99
0.2	0.98
0.3	0.96
0.4	0.92
0.5	0.87
0.6	0.82
0.7	0.75
0.8	0.68
0.9	0.59
1.0	0.50

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

**Tabla 10 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR EL ESTADO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA (F<sub>sr</sub>)**

VELOCIDAD D (km/h) V <sub>1</sub>	IRI > 6 mm/m	IRI 4 a 6 mm/m	IRI 2 a 4 mm/m
	ÁREA AFECTADA	ÁREA AFECTADA	ÁREA AFECTADA
	Mayor del 30 %	Del 15 al 30 %	Menor del 15 %
	Nivel Funcional 2	Nivel Funcional 3	Nivel Funcional 4 ó 5
20	1.00	1.00	1.00
30	0.99	0.99	1.00
40	0.97	0.98	1.00
50	0.93	0.95	1.00
60	0.88	0.92	0.98
70	0.81	0.87	0.97
80	0.73	0.82	0.96
90	0.63	0.75	0.94

Fuente: Manual de Capacidad y Niveles de servicio.

**Tabla 11 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y BERMA (F<sub>cb</sub>)**

Ancho utilizable de la berma (m)	ANCHO DEL CARRIL (m)				
	3.65	3.50	3.30	3.00	2.70
1.80	1.00	0.97	0.93	0.85	0.73
1.50	0.98	0.95	0.91	0.83	0.71
1.20	0.96	0.93	0.89	0.81	0.7
1.00	0.95	0.92	0.88	0.80	0.69
0.50	0.91	0.88	0.84	0.76	0.66
0.00	0.88	0.85	0.81	0.73	0.63

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

Tabla 12 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR LA PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS EN PENDIENTES ASCENDENTES (Fp1)

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, (V <sub>2</sub> )					
		≥ 90	80	70	60	50	≤ 40
0	Todas	0.85	0.88	0.92	0.97	1.00	1.00
1	0.5	0.84	0.88	0.91	0.96	1.00	1.00
	1.0	0.80	0.84	0.89	0.95	1.00	1.00
	1.5	0.76	0.82	0.88	0.95	1.00	1.00
	2.0	0.75	0.82	0.88	0.95	1.00	1.00
	2.5	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
	3.0	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
≥3.5	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00	
2	0.5	x	0.00	0.91	0.95	1.00	1.00
	1.0	x	0.87	0.87	0.93	1.00	1.00
	1.5	x	0.82	0.85	0.92	0.99	1.00
	2.0	x	0.79	0.84	0.92	0.98	1.00
	2.5	x	0.79	0.84	0.92	0.98	1.00
	3.0	x	0.78	0.84	0.92	0.98	1.00
≥3.5	x	0.77	0.84	0.92	0.98	1.00	
3	0.5	x	0.84	0.88	0.92	0.98	1.00
	1.0	x	0.79	0.84	0.89	0.97	1.00
	1.5	x	0.75	0.80	0.87	0.95	1.00
	2.0	x	0.74	0.80	0.87	0.95	1.00
	2.5	x	0.73	0.79	0.87	0.95	1.00
≥3.0	x	0.73	0.79	0.86	0.95	1.00	
4	0.5	x	0.82	0.86	0.91	0.97	1.00
	1.0	x	0.77	0.81	0.87	0.95	1.00
	1.5	x	0.72	0.77	0.84	0.92	1.00
	2.0	x	0.72	0.77	0.83	0.92	1.00
	2.5	x	0.71	0.76	0.83	0.91	1.00
	3.0	x	0.71	0.75	0.82	0.91	1.00
≥3.5	x	0.70	0.74	0.82	0.91	1.00	

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, (V <sub>2</sub> )						
		≥ 80	70	60	50	40	30	≤ 20
5	0.5	0.81	0.85	0.89	0.95	1.00	1.00	1.00
	1.0	0.70	0.76	0.81	0.89	0.99	1.00	1.00
	1.5	0.68	0.73	0.79	0.87	0.97	1.00	1.00
	2.0	0.67	0.72	0.78	0.86	0.97	1.00	1.00
	2.5	0.66	0.71	0.77	0.86	0.96	1.00	1.00
	3.0	0.66	0.71	0.77	0.85	0.96	1.00	1.00
≥3.5	0.66	0.70	0.76	0.85	0.95	1.00	1.00	
6	0.5	0.75	0.79	0.84	0.90	0.98	1.00	1.00
	1.0	0.64	0.69	0.75	0.82	0.92	1.00	1.00
	1.5	0.63	0.67	0.73	0.80	0.90	1.00	1.00
	2.0	0.62	0.67	0.72	0.80	0.90	1.00	1.00
	2.5	0.62	0.66	0.71	0.79	0.90	1.00	1.00
	3.0	0.62	0.66	0.71	0.79	0.90	1.00	1.00
≥3.5	0.61	0.66	0.71	0.78	0.89	1.00	1.00	
7	0.5	0.72	0.76	0.81	0.86	0.94	1.00	1.00
	1.0	0.61	0.65	0.70	0.76	0.87	1.00	1.00
	1.5	0.60	0.63	0.69	0.75	0.85	0.99	1.00
	2.0	0.59	0.63	0.68	0.74	0.84	0.98	1.00
	2.5	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	3.0	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	3.5	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
≥4.0	0.58	0.61	0.66	0.73	0.82	0.96	1.00	
8	0.5	0.68	0.72	0.77	0.82	0.90	1.00	1.00
	1.0	0.58	0.61	0.65	0.72	0.80	0.95	1.00
	1.5	0.57	0.60	0.64	0.70	0.78	0.92	1.00
	2.0	0.56	0.59	0.63	0.69	0.77	0.91	1.00
	2.5	0.56	0.59	0.63	0.68	0.76	0.90	1.00
	3.0	0.56	0.59	0.62	0.68	0.76	0.89	1.00
	3.5	0.56	0.58	0.62	0.68	0.75	0.89	1.00
	4.0	0.56	0.58	0.62	0.67	0.75	0.89	1.00
≥4.5	0.55	0.58	0.62	0.67	0.75	0.89	1.00	

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, ( $V_2$ )						
		≥ 70	60	50	40	30	20	≤ 10
9	0.5	0.85	0.70	0.75	0.83	0.95	1.00	1.00
	1.0	0.57	0.61	0.66	0.74	0.86	1.00	1.00
	1.5	0.56	0.59	0.64	0.72	0.83	1.00	1.00
	2.0	0.56	0.59	0.63	0.71	0.82	1.00	1.00
	2.5	0.55	0.58	0.63	0.70	0.81	1.00	1.00
	3.0	0.55	0.58	0.62	0.70	0.81	1.00	1.00
	3.5	0.55	0.58	0.62	0.69	0.81	1.00	1.00
	≥4.0	0.55	0.57	0.62	0.69	0.80	1.00	1.00
10	0.5	0.61	0.65	0.71	0.79	0.91	1.00	1.00
	1.0	0.55	0.58	0.62	0.69	0.80	1.00	1.00
	1.5	0.53	0.57	0.61	0.67	0.77	0.97	1.00
	2.0	0.52	0.55	0.59	0.65	0.76	0.95	1.00
	2.5	0.52	0.55	0.59	0.65	0.75	0.94	1.00
	3.0	0.52	0.55	0.59	0.64	0.74	0.93	1.00
	3.5	0.52	0.55	0.58	0.64	0.74	0.93	1.00
	≥4.0	0.51	0.54	0.58	0.63	0.73	0.92	1.00
11	0.5	x	0.60	0.65	0.73	0.85	1.00	1.00
	1.0	x	0.55	0.59	0.64	0.74	0.93	1.00
	1.5	x	0.53	0.57	0.62	0.71	0.88	1.00
	2.0	x	0.52	0.56	0.61	0.69	0.86	1.00
	2.5	x	0.52	0.55	0.60	0.68	0.85	1.00
	3.0	x	0.51	0.55	0.60	0.68	0.84	1.00
	3.5	x	0.51	0.55	0.59	0.67	0.84	1.00
	≥4.0	x	0.51	0.54	0.59	0.67	0.83	1.00

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, ( $V_2$ )					
		≥ 60	50	40	30	20	≤ 10
12	0.5	0.55	0.59	0.65	0.75	0.94	1.00
	1.0	0.51	0.54	0.60	0.67	0.83	1.00
	1.5	0.50	0.53	0.58	0.65	0.79	1.00
	2.0	0.49	0.52	0.57	0.63	0.78	1.00
	2.5	0.49	0.52	0.56	0.63	0.77	1.00
	3.0	0.49	0.51	0.56	0.62	0.75	1.00
	3.5	0.48	0.51	0.55	0.62	0.75	1.00
	≥4.5	0.48	0.51	0.55	0.61	0.74	1.00

Esta tabla está basada en el trabajo de investigación realizado por Herrera. Se ha calculado suponiendo un volumen de 400 vehículos por hora en ambos sentidos y 30% de vehículos pesados. Los factores de corrección para otras condiciones se obtienen multiplicando estos valores por los factores de la tabla 11.

Significa que la pendiente y su longitud no permiten que se alcance la velocidad especificada.

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

Tabla 13 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR LA PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS (Fp2)

PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS	VOLÚMENES EN AMBOS SENTIDOS (veh/h)								
	≤50	100	200	300	400	500	600	800	≥1000
0	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
10	1.07	1.07	1.07	1.07	1.06	1.05	1.04	1.02	1.00
20	1.04	1.04	1.03	1.03	1.02	1.01	0.99	0.97	0.96
30	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.96	0.95
40	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94
50	0.98	0.97	0.95	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
60	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
70	0.93	0.92	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
80	0.92	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
90	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
100	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88

\* Basada en el trabajo de investigación realizado por Herrera.

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

Tabla 14 VELOCIDAD MÁXIMA QUE PERMITE LA CURVA MÁS CERRADA DE SECTOR (Vc)

RADIO DE CURVATURA (m)	VELOCIDAD MÁXIMA** (km/h)
20	37
40	46
60	51
80	54
100	57
150	62
200	66
300	71
400	74
500	77

\* Se supone que la curva tiene peralte adecuado.

\*\* Valores basados en datos de campo tomados en carreteras colombianas.

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

Tabla 15 VELOCIDADES EN Km/h QUE DETERMINAN LOS NIVELES DE SERVICIO POR TIPO DE TERRENO (Vc)

Tipo de terreno (pendiente longitud)	NIVELES DE SERVICIO					
	A	B	C	D	E	F
Plano (<3%)	≥83	72-83	62-72	52-62	42-52	42
Ondulado(≥3-<6%)	≥68	59-68	51-59	43-51	34-43	34
Montañoso(≥6-<8)	≥52	45-52	39-45	33-39	26-33	26
Escarpado(≥8%)	≥36	31-36	27-31	23-27	18-23	18

Fuente: Manual de capacidad y niveles de servicio.

## 4 MANUALES DE CAPACIDAD VIAL DE LOS ESTADOS UNIDOS

### 4.1 Versiones de los años 1950, 1985 y 1994 y 2000

Durante los años treinta y cuarenta, cuando la ingeniería de tránsito llegaba a la mayoría de edad, hubo gran inquietud por cuantificar el diseño de las vías con respecto al tránsito que iban a servir, y de cierto modo, convertir el arte de la ingeniería de tránsito en una verdadera técnica. La demanda de tránsito, expresada en volumen, debía satisfacerse con una oferta de tránsito expresada también en volumen, que se llamaría capacidad vial. Entonces sería posible diseñar los elementos geométricos y de regulación de la circulación a fin de proporcionar una capacidad, en vehículos por hora, superior a los vehículos por hora que se estimara pasarían por la vía en el año de diseño y evitar que ocurriera la temida congestión de tránsito.

Existían diversos procedimientos teóricos que estimaban la capacidad vial basados en principios racionales, pero el fenómeno comprendía tantas variables desconocidas (especialmente en lo tocante a las reacciones humanas) que se pensó que lo más práctico sería elaborar un procedimiento basado mayormente en datos tomados en el terreno que establecieran relaciones empíricas entre las características del tránsito y las vías, y la capacidad de éstas. En los Estados Unidos, la tarea de crear ese procedimiento fue acometida por el “Bureau of Public Roads” (que hoy se llama “Federal Highway Administration”) y fue dirigida por el ingeniero Olav Koch Normann. El fruto de esa labor fue el primer “Manual de Capacidad Vial” norteamericano (“Highway Capacity Manual” o “HCM”) que vio la luz en 1950. Su precio: un dólar.

El HCM fue un éxito de librería y se tradujo a los principales idiomas del mundo inclusive el castellano. Luego, en 1965 la “Highway Research Board” de los Estados Unidos (que hoy se llama “Transportation Research Board” o “TRB”), con el apoyo del “Bureau of Public Road”, preparó una segunda edición del Manual de Capacidad Vial. Esta versión del manual introdujo el concepto de nivel de servicio. Veinte años después, en 1985, la TRB publicó la tercera edición, y en 1994 editó una actualización de ocho capítulos del HCM. Se proyecta una edición completamente nueva para el sugestivo año 2000.

El organismo que tiene a su cargo la preparación de esos manuales es el Comité de Capacidad Vial de la TRB, que es parte de la Academia de Ciencias de los Estados Unidos. El comité se compone de una veintena de miembros honoríficos y está integrado por especialistas en capacidad vial que proceden principalmente de entidades gubernamentales, universidades y empresas consultoras de los Estados Unidos y de otros países industrializados. Dirige el comité las investigaciones sobre capacidad vial que realizan consultores patrocinados por la TRB y toma decisiones sobre el material que se va a incorporar al HCM producto de estas investigaciones y de las realizadas o patrocinadas por otras organizaciones.

Paralelamente a la preparación del HCM se han ido elaborando programas informáticos que realizan automáticamente los procedimientos que se van plasmando en el HCM. Estos programas proceden de distintas fuentes, pero los más populares son los llamados HCS (“Highway Capacity Software”) que difunde el Centro McTrans de la Universidad de Florida en los Estados Unidos.

Los programas HCS replican fielmente los procedimientos del HCM en el computador y resuelven los problemas en una pequeña fracción del tiempo que requiere su solución manual utilizando los formatos y tablas del HCM. Otra manera más precisa de estimar la capacidad vial y el nivel de servicio es mediante *modelos de simulación microscópicos*, tales como Netsim, Fresim, TEXAS y TWOPAS. Algunos de estos modelos se han empleado para generar tablas para el HCM; sin embargo, tanto los programas HCS como esos modelos representan una manera

mecánica de resolver problemas que no permite que el que los use comprenda bien lo que está haciendo. Es recomendable empezar con los procedimientos manuales antes de usar métodos computarizados.

El HCM es principalmente un documento que contiene una serie de procedimientos basados en modelos analíticos calibrados con datos empíricos tomados en los Estados Unidos y el Canadá. En su confección han participado personas de varios países y se han tenido en cuenta métodos usados fuera de su país de origen; no obstante, debido a su naturaleza empírica, la aplicación del HCM fuera de su ámbito de origen puede dar resultados imprecisos y hasta erróneos si no se calibra para el medio en que se vaya a usar.

## **4.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LA VERSIÓN DEL HCM-2000.**

La versión del HCM 2000, como las anteriores versiones, sigue la filosofía original ante el problema de definir analíticamente el complejo fenómeno del tránsito vial, se optó por definir primero las condiciones más ideales que fuera posible (carriles de 3.66 m, rasante horizontal, alineamiento recto, ausencia de vehículos pesados, etc.) y luego aplicar a ella factores de corrección o ajuste que representaran qué tanto se apartan las condiciones reales de las ideales. La pauta para definir las condiciones ideales fue el punto a partir del cual, una mejora de cualquier naturaleza de esas condiciones no se reflejara en ni en un aumento de la capacidad ni en una elevación del nivel de servicio.

### **4.2.1 *Estimación de la capacidad***

La capacidad para condiciones ideales se estima basándose en los volúmenes más altos que se han observado en vías consideradas como ideales en su clase y eligiendo, no el más elevado de todos sino uno que parezca “razonable” según el criterio de los expertos. Al principio muchas de esas capacidades eran muy fáciles de recordar: 2 000 veh/h para un carril de autopista y para toda la calzada de una carretera de dos carriles. En los accesos a intersecciones semaforizadas ideales se suponía un flujo de saturación de 1 500 veh/h de verde. Desde 1950 hasta esta parte, el valor de esos volúmenes se ha ido incrementando, alegándose como razón para el incremento que los conductores son cada vez más experimentados. En la actualización de 1994 del HCM, en condiciones ideales se establece una capacidad de 2 200 autos/h para una autopista de cuatro carriles y de 2 300 autos/h para una de seis mientras que la capacidad de la calzada de una carretera de dos carriles se elevó a 32000 autos/h. El flujo de saturación ideal en accesos a intersecciones semaforizadas aumentó a 1 800 autos/h. En general, estos valores han seguido creciendo.

La capacidad para condiciones reales se obtiene generalmente multiplicando la capacidad para condiciones ideales por factores de corrección menores de la unidad que reducen el valor de la capacidad, como se explica más adelante. Una excepción a esta regla ocurre en el procedimiento para calcular la capacidad de autopistas en la actualización del HCM del 1994 (Transportation Research Board, 1994, p.3-5). en que los valores citados para la capacidad no se ajustan porque las velocidades a que ocurre la capacidad suelen ser mayores de 80 km/h y en esa región no se conocía bien la relación entre la velocidad y la brecha media.

### **4.2.2 *Estimación del nivel de servicio***

Desde el HCM de 1965 se establecieron cinco niveles de servicio para los distintos tipos de vías A, B, C, D, E y también el nivel F que quedó fuera de la esfera del HCM por corresponder al molesto régimen congestionado. En efecto, el HCM estima la capacidad y el nivel de servicio

para un *punto o tramo uniforme de un carril o calzada* durante 15 minutos, y no interviene en lo que sucede cuando hay un colapso de la circulación en vías de circulación “continua” que provoca perturbaciones que se extienden desmesuradamente durante horas, o cuando ocurren los catastróficos reboses de cola en vías de circulación discontinua.

En vías de circulación continua el Nivel de Servicio A cae normalmente dentro del régimen de flujo libre, cuando la interacción vehicular no afecta significativamente la velocidad de los vehículos. El nivel E corresponde al régimen forzado en que el volumen de demanda está muy cerca de la capacidad y un aumento súbito de la demanda o una disminución del volumen máximo posible puede ocasionar un colapso. Los niveles B, C y D son niveles intermedios que se ubican dentro de los regímenes de flujo libre o flujo restringido.

En vías de circulación discontinua no hay una correspondencia tan exacta entre los niveles de servicio y los regímenes de circulación, pues los vínculos entre la capacidad y el nivel de servicio no son tan estrechos. En ambos tipos de vía se suele diseñar para los niveles de servicio C o D.

Como se ha dicho, el nivel de servicio se define por el valor de uno o más parámetros, que varían de acuerdo al tipo de vía de que se trate. La Tabla 1 muestra los distintos parámetros que usa la versión del HCM de 1994 y del 2000 para determinar los niveles de servicio.

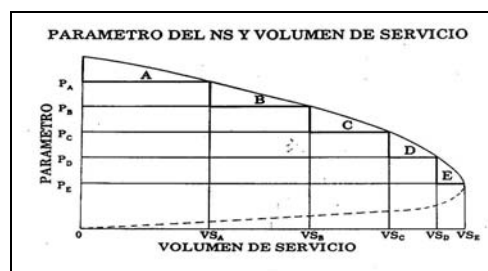
### 4.2.3 El volumen de servicio

La ecuación que relaciona el volumen con la velocidad hallada en forma empírica, constituyó la relación más importante en los primeros manuales de capacidad, pues la velocidad era el parámetro más utilizado para determinar el nivel de servicio, mientras que el volumen era el que designaba la capacidad. Como se pudo apreciar en la Tabla 1, últimamente la velocidad ha perdido importancia como parámetro de nivel de servicio, pero continua siendo relevante la relación entre el volumen y el parámetro de nivel de servicio, cualquiera que sea éste, porque sirve para establecer los llamados *volúmenes de servicio*. El HCM del 2000 (TRB, 2000) define el volumen de servicio como:

El máximo volumen horario de personas o vehículos que razonablemente se pueda esperar pasen por un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante un período de tiempo dado (generalmente 15 minutos) en condiciones imperantes de vía, tránsito y control *dentro de un nivel de servicio especificado*. Se expresan en vehículos por hora o vehículos por hora y por carril.

El volumen de servicio constituye el límite superior del volumen que puede circular a un nivel de servicio para unas condiciones determinadas. La Figura 1 muestra una relación generalizada entre volumen de servicio y los valores límites del parámetro del nivel de servicio. Una vez establecidos los volúmenes de servicio y conocido o estimado el volumen de demanda, es posible determinar el nivel de servicio presente o futuro.

Figura .1 CURVA GENERALIZADA DEL VOLUMEN DE SERVICIO CONTRA EL PARÁMETRO QUE LO DEFINE.



Fuente: Transportation Research Board (2000)

#### 4.2.4 Aplicación del HCM

El procedimiento básico de los manuales de capacidad norteamericanos suele ahora contemplar tres niveles de aplicación:

*Análisis de circulación.* Es la aplicación que requiere mayor precisión y se basa en datos actuales sobre tránsito, vía y regulación. Si interesara conocer el nivel de una vía o parte de ella en condiciones presentes, lo mejor sería medir el parámetro correspondiente en el terreno y olvidarse de las relaciones que ofrece el manual, pero a veces se usa el manual para extrapolar valores del parámetro que se han medido solamente en una parte de la vía cuando interesa conocerlos para toda la vía. La aplicación más útil del análisis de circulación es, sin embargo, cuando se quiere evaluar el efecto de una medida de corto alcance, tal como el cambio de la programación de un semáforo, la adición de un ramal de giro a derecha, o el aumento del radio de una curva en una carretera rural. También se puede medir una variable a lo largo de una vía con un vehículo en movimiento, tal como la velocidad a flujo libre, y utilizar el manual para inferir el nivel de servicio a partir de esa información y de otros datos aislados que se tengan.

*Diseño o proyecto.* Cuando se diseña una vía, o elementos permanentes de ella que requieran grandes inversiones, se debe garantizar que su utilidad vaya a durar bastante tiempo. Entonces es preciso predecir cuál va a ser la demanda de tránsito en el año para el que se proyecta a fin de satisfacer esa demanda razonablemente. El manual puede determinar algunos elementos de diseño directamente, tales como el número de carriles necesarios, y en otros casos estimar el nivel de servicio que brindaría el diseño propuesto, cuándo se alcanzare su capacidad, y sugerir en muchos casos, los cambios que debían hacerse al diseño para lograr los objetivos propuestos. La precisión de esta aplicación es intermedia debido a la incertidumbre que siempre existe en la predicción de la demanda de tránsito.

*Planeación.* Esta aplicación se hace generalmente cuando se empieza a planear una vía o un sistema vial y todavía no se conocen con exactitud todos los detalles necesarios. Por ejemplo, es posible que de la demanda de tránsito sólo se conozcan valores estimados del tránsito promedio diario. Por eso es la aplicación menos precisa. El manual norteamericano proporciona procedimientos de planeación que son menos complicados que los que se aplican para diseño o análisis de circulación, a fin de evitar el uso de refinamientos innecesarios en trabajos de planeamiento preliminar. No obstante, con la difusión del HCS esos procedimientos van perdiendo favor.

Se ha mencionado que los estudios de capacidad generalmente se hacen por períodos de 15 minutos y se suele escoger el cuarto de hora de mayor demanda, dentro de la hora pico para hacer los análisis a fin de estudiar las condiciones peores. El procedimiento del HCM supone que sólo se conoce el volumen de demanda en la hora pico, pero no las variaciones de él dentro de esa hora, y que es posible estimar el *factor de pico horario*, conociendo las características de la vía que se estudia. Entonces, dividiendo el volumen para toda la hora entre el factor de pico horario se estima el volumen (en veh/h) para el cuarto de hora de mayor demanda. Sin embargo, si se conoce la demanda en periodos al menos de 15 minutos es más preciso utilizar el mayor de ellos para hacer el análisis y olvidarse del factor de hora pico.

#### 4.2.5 Ejemplo sobre Volumen máximo posible en vías de circulación continua

La Figura 2, representa la curva densidad-volumen en un tramo uniforme de un carril de autopista y en un momento dado. Está basada en datos de campo y las dos ramas, tanto la de la izquierda como la de la derecha se ajustan bastante bien a lo que suele ocurrir. El volumen crítico o máximo posible observado es de 1864 veh/h/carril y la densidad estática se ha estimado en 36

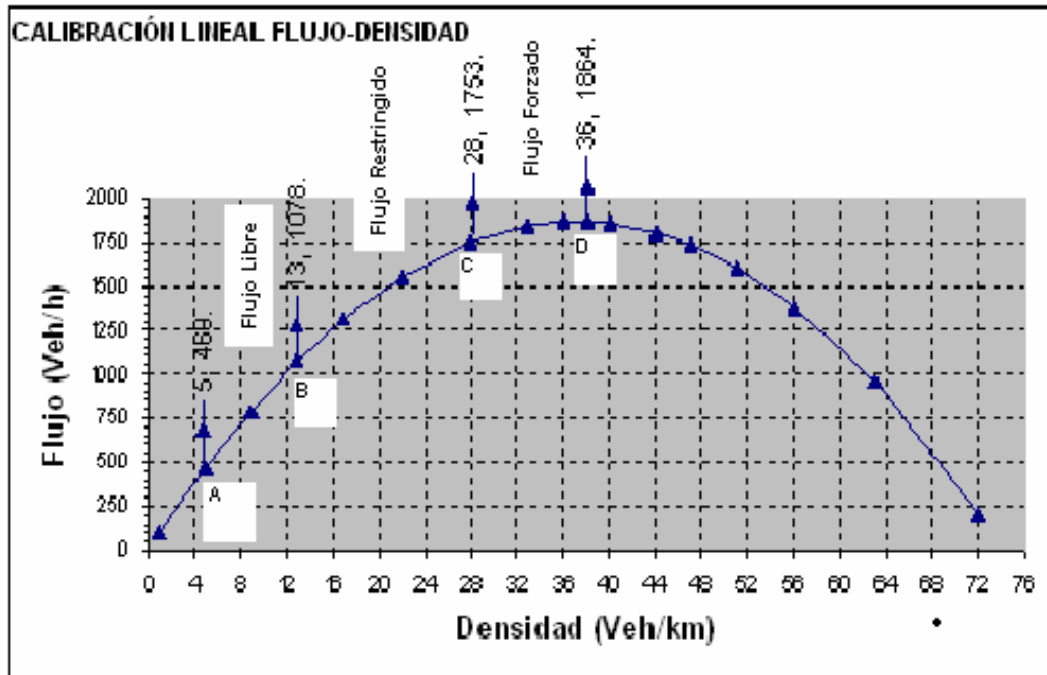
veh/km/carril.

El punto *A* de la curva representa una corriente vehicular de una fila de 469 veh/h (ordenada) que tiene una densidad de 5 veh/km (abscisa) y se desplaza a una velocidad media aproximadamente de  $469 / 5 = 94$  km/h (por la Ecuación Fundamental del Tránsito). Si el volumen aumenta a 1078 veh/h, el punto correspondiente en la curva será el *B*, que indica una densidad de 13 veh/h y una velocidad media de  $1078/13 = 83$  km/h., a pesar de que el volumen se haya duplicado, casi triplicado, la velocidad media varía una pequeña cantidad, porque ambos puntos se encuentran en la región de *régimen a flujo libre* donde la interacción vehicular no es significativa. Puede observarse que esta porción de la curva es casi una línea recta, lo que denota una velocidad media constante. Ahora bien, si el volumen aumenta a 1753 veh/h, el punto que representa esa condición es *C*, al que corresponde una densidad de 28 veh/km. y una velocidad de  $1753/28 = 63$  km/h. Aquí ha existido una reducción de la velocidad de 20 km/h debida a la interacción vehicular, pues el punto se encuentra al final de la región de *flujo restringido*.

Por último, si el volumen llega al valor *crítico o máximo posible* de 1864 veh/h, (punto *D*) la densidad también alcanza su valor *crítico* de 36 veh/km y la velocidad baja a  $1864/36 = 52$  km/h. En ese tramo de la vía, en las condiciones representadas, el volumen no puede pasar de alrededor de 1864 veh/h. Si la demanda del tránsito que llega hasta el principio de ese tramo es mayor de 1864 veh/h, no todos los vehículos pueden entrar en el tramo y hay una acumulación de ellos corriente arriba de ese punto, donde la densidad puede rebasar el valor crítico en ese lugar y la circulación pasar al *régimen de flujo congestionado*, del que se habla más adelante. No obstante, en ese caso, en el tramo considerado es posible que *no se alcance el régimen congestionado*, si la congestión corriente arriba limita el volumen que entra en ese tramo a un nivel por debajo de los 1864 veh/h. En cambio, si una onda de cambio densificante llega al tramo considerado desde un punto corriente abajo, es posible que en el tramo se experimente el régimen de flujo congestionado.

Una pregunta que puede surgir es: ¿por qué razón no pueden pasar más de alrededor de 1864 veh/h por el tramo considerado? Desde luego, ése fue el valor máximo del volumen que se observó en el terreno y hubo momentos que la demanda de tránsito no pudo ser satisfecha. No obstante, la razón de esa limitación se comprende mejor mediante el análisis de los parámetros microscópicos, como se expone a continuación, recordando que el *intervalo* (*s*) es el inverso del *volumen* ( $3600 \div \text{veh/h}$ ), el *paso* (*s*) la relación entre la longitud del vehículo y su velocidad ( $\text{m} \div \text{m/s}$ ), y la *brecha* (*s*) la diferencia entre intervalo y paso.

Figura .2 CURVA VOLUMEN-DENSIDAD EN UN TRAMO DE UN CARRIL DE UNA VÍA MULTICARRIL



El máximo volumen posible de 1864 veh/h en el tramo considerado quiere decir también que el intervalo medio mínimo en ese tramo (que es el inverso del volumen máximo) sería de  $3600 / 1864 = 1.93$  segundos. Si se supone una longitud de vehículo de 5.0 m, como la velocidad crítica es de 52 km/h, el paso del vehículo es de  $5.0 \times 3.6 / 52 = 0.35$  s y su brecha de  $1.93 - 0.35 = 1.58$  s. El intervalo mínimo pudiera reducirse, bien disminuyendo la brecha o bien aumentando la velocidad, pero ninguno de esos cambios parece viable. En ese momento casi todos los vehículos van en pelotones y su brecha media de 1.58 s es un valor muy cercano a la brecha media mínima de seguimiento en las circunstancias observadas; es decir, que no es probable que los conductores reduzcan aún más sus brechas, y como la interacción vehicular va aumentando no se espera que aumente la velocidad.

#### 4.2.5.1 Variaciones a corto plazo del volumen máximo posible

En general, el volumen máximo posible en vías de circulación continua puede variar debido a cambios a corto plazo en:

- (1) la vía o su entorno,
- (2) la regulación del tránsito,
- (3) el medio ambiente y
- (4) los usuarios de la vía y sus vehículos.

Si la composición vehicular del tránsito no cambia, estos cambios inciden en el volumen máximo a través de la *velocidad* y la *brecha* entre vehículos. Calcule y analice los siguientes casos presentados.

- Analice ¿Que pasa con las características de capacidad, si existen cambios en la vía o en su entorno?.

Si en el tramo de carril del ejemplo anterior, el pavimento se deteriora mucho y aumenta su rugosidad, es posible que los conductores reduzcan su velocidad por razones de comodidad y que no aumenten sus brechas porque no sienten inseguridad. Si se supone que los vehículos reducen

su velocidad en un 20 %,

¿En cuanto se reduce la velocidad crítica?

¿Cual sería el paso vehicular y cual el intervalo? (suponiendo que la brecha no varia)

¿Cual es el volumen máximo posible? Analice los resultados de lo que sucede cuando existen variaciones en la vía o su entorno.

- Analice ¿Que pasa con las características de capacidad, si existen cambios en la regulación del tránsito

Supóngase ahora que ha ocurrido un accidente espectacular en el tramo y que, respondiendo a un clamor público exagerado, las autoridades han decidido limitar la velocidad en él a 40 km/h y ponen gran celo en hacer cumplir la medida. Cabe tener en cuenta que la inmensa mayoría de los conductores desean y pueden ir a más de 40 km/h, la interacción vehicular no causa efectos apreciables en la velocidad, que será siempre muy cercana a los 40 km/h, que es la velocidad crítica.

Los cambios de velocidad apenas si existen y los conductores se sienten tan seguros que la brecha media de seguimiento disminuye a 1.30 s.

¿Cual será el intervalo medio?

¿Cual será la Capacidad máxima (volumen máximo posible)?. Analice que pasa con la medida de la limitación de la velocidad?

- Analice ¿Que pasa con las características de capacidad, si existen cambios en el medio ambiente

Imaginemos que se desencadena una tormenta en el tramo considerado que inunda la vía y empeora notablemente la visibilidad. Los conductores, como es lógico pierden confianza y reducen la velocidad de los vehículos en un 20%, y aumentan la brecha de seguimiento también en un 20%.

¿Cual es la velocidad crítica en este caso y la brecha media de seguimiento?

¿Cual será el intervalo medio?

¿Cual será la Capacidad máxima (volumen máximo posible)?. Analice que pasa si existen cambios en las condiciones del clima?

- Analice ¿Que pasa con las características de capacidad, si existen cambios en los usuarios de la vía y sus vehículos

Veamos directamente el caso en que la circulación es forzada; la mayoría de los vehículos van en pelotones y los adelantamientos son difíciles. De repente entra en el carril en estudio un camión muy viejo que no desarrolla más que 40 km/h. Muchos tratan de adelantarlo y algunos lo consiguen, pero la mayoría de los vehículos lo siguen a aproximadamente 40 km/h formando un pelotón denso. Esta situación, aunque es común en carreteras de dos carriles, no suele ocurrir en vías multicarril, donde los adelantos requieren brechas muy pequeñas y no hay restricciones por visibilidad. Se presenta en esta forma para simplificar un problema complejo.

Los conductores no disminuyen la brecha de seguimiento, cuya media sigue siendo de 1.58 s.

¿Cual es el intervalo crítico medio en este caso?

¿Cual será la Capacidad máxima (volumen máximo posible)?. Analice que pasa en este caso?

Los casos que se han presentado aquí, excepto el ejemplo original, son sólo productos de razonamientos y análisis. Únicamente sirven para ilustrar los cambios a corto plazo que puede experimentar la capacidad máxima, debido a la acción de un gran número de factores que afectan la velocidad media y la brecha media de seguimiento. Analice, ¿que tan sensitiva resulta ser la brecha con respecto a los cambios de velocidad y sobre todo en que niveles de velocidad y especialmente, esta a que factores responde?.

## 5 MÉTODO HCM 2000-CARRETERAS DE DOS CARRILES.

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo presenta un estudio comprensivo de la operación en carreteras de dos carriles. El desarrollo de la metodología usó simulación microscópica, datos de campo, y conceptos teóricos. Se proveen procedimientos analíticos para dos aplicaciones, operacionales y planeación. El capítulo 12 “Conceptos de Carretera”, del HCM-2000 presenta definiciones de parámetros básicos y conceptos importantes relacionados con la metodología. El apéndice A también cubre adaptación de diseños no discutidos por la metodología.

### 5.2 AMBITO DE LA METODOLOGÍA

Este capítulo presenta el análisis operacional para segmentos de dos sentidos y para segmentos direccionales en carretera de dos carriles. Los segmentos de dos sentidos pueden incluir secciones extensas de carretera de dos carriles con secciones transversales homogéneas y volúmenes de demanda relativamente constante y mezcla de vehículos a lo largo del segmento. Los segmentos de dos sentidos pueden ser localizados en terreno plano o terreno ondulado. La carretera de dos carriles en terreno montañoso o con pendientes de 3% o más, para longitudes de 1.0 km o más no pueden ser analizados como segmentos de dos sentidos. En cambio, ellos son analizados como tramos o rampas específicas de ascenso o descenso. Las medidas de comportamiento para la metodología de segmentos de dos sentidos se aplica para ambas direcciones de viaje combinado.

Los segmentos direccionales llevan una dirección de recorrido sobre una carretera de dos carriles con secciones transversales homogéneas y con volúmenes de demanda relativamente constante y mezcla de vehículos. Algún segmento de la vía puede ser evaluado con un procedimiento de segmento direccional, pero el análisis separado por la dirección del recorrido es particularmente apropiado para tramos en pendiente y para carriles de segmentos que contengan carriles de adelantamiento.

Los tipos de segmentos direccionales anexados para las aplicaciones operacionales incluyen segmentos direccionales en terreno plano o terrenos ondulados, rampas específicas de ascenso y descenso. Cuando solo una dirección del recorrido sobre un segmento de dos sentidos es analizado, el procedimiento usado, es el de segmento direccional en plano y terreno ondulado. Todos los segmentos direccionales en terreno montañoso y todas las pendientes de 3% o más con una longitud o a lo largo de 1.0 km o más, deben ser analizados como rampas específicas de ascenso y descenso.

Para el análisis de rampas específicas de ascenso y descenso, la longitud de la pendiente es una longitud tangencial, mas una porción de la curva vertical desde su comienzo hasta el final. Cerca de  $\frac{1}{4}$  de la longitud de la curva vertical del comienzo y el final de la pendiente son incluidas. Si dos pendientes (en la misma dirección), son unidos por una curva vertical, una mitad de la longitud de la curva es incluida en cada segmento de la pendiente. La medida de comportamiento determinada por la metodología del segmento direccional se aplica solamente para la dirección de recorrido analizada. Sin embargo, el comportamiento del tráfico medido para el análisis de la dirección está influenciado por la tasa de flujo (intensidad o flujo horario) y las características del tráfico en la dirección opuesta.

El objetivo del análisis operacional es determinar el Nivel de Servicio (LOS) para una facilidad existente o propuesta operando bajo una demanda (volumen) del tráfico actual o proyectado. El análisis operacional también puede ser usado para determinar la capacidad de un segmento de

carretera de dos carriles, o la tasa del flujo del servicio (volumen de servicio) que puede ser acomodada en cualquier LOS dado.

### 5.3 LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

Algunas carreteras de dos carriles- particularmente las que involucran interacciones entre varios adelantamientos o carriles de ascenso-son también complejas para ser discutidos con los procedimientos en este capítulo. Para los problemas analíticos mas allá del ámbito de este capítulo (ver parte V de este manual), el cual describe la aplicación de modelos de simulación para análisis de carreteras de dos carriles. Varias adaptaciones de diseño discutidas en el apéndice A no son tenidas en cuenta para esta metodología.

La metodología de análisis operacional en este capítulo no trata las carreteras de dos carriles con intersecciones señalizadas. Aisladamente las intersecciones señalizadas sobre carreteras de dos carriles pueden ser evaluadas con la metodología en el capítulo 16, “ Intersecciones Señalizadas”. Carreteras de dos carriles en áreas urbanas y suburbanas con múltiples intersecciones señalizadas de separación de 3.2 km o menos puede ser evaluadas con la metodología del capítulo 15, “Calles Urbanas” del HCM-2000..

### 5.4 METODOLOGÍA

El siguiente aparte presenta estimaciones de capacidad para carretera de dos carriles, define el LOS para carretera de dos carriles y documenta la metodología para aplicaciones operacionales y de planeación. La Figura 4, resume la metodología básica para carreteras de dos carriles.

#### 5.4.1 Capacidad

La capacidad de una carretera de dos carriles es 1,700 pc/h para cada dirección de trayecto. La capacidad es cercanamente independiente de la distribución direccional del tráfico sobre la facilidad, excepto que para longitudes extensas de carreteras de dos carriles, la capacidad no excederá de 3,200 pc/h para ambas direcciones de recorrido combinado. Para longitudes cortas de carreteras de dos carriles tales como túneles o puentes- una capacidad de 3,200 a 3,400 pc/h para ambas direcciones de viaje combinado puede ser conseguida pero no puede ser esperada para una longitud extensa.

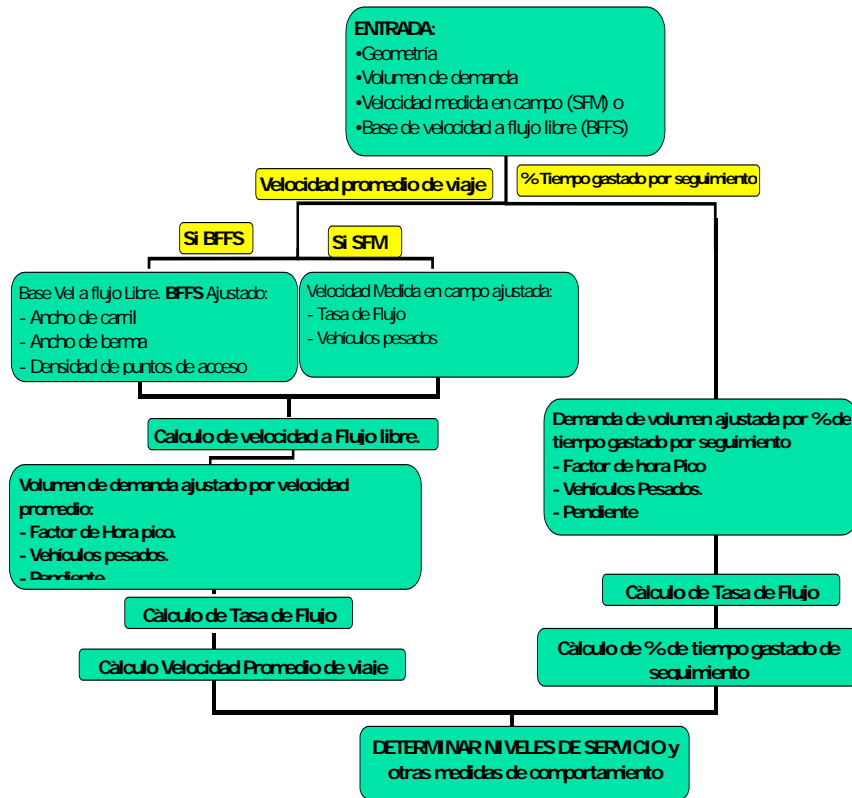
#### 5.4.2 Niveles de Servicio (LOS).

La medida del servicio para la C2K (Carretera de dos Carriles) está definida en el capítulo 12, “Conceptos de Carretera”. Sobre la carretera clase I, la movilidad de eficiencia es máxima, y los LOS está definido en términos de porcentajes tiempo gastado en seguimiento (% de demora en tiempo) y el promedio de la velocidad de recorrido o velocidad media de recorrido (ATS). Sobre la carretera de clase II la movilidad es menos critica, y los LOS están definidos solo en términos del porcentaje del tiempo gastado en seguimiento (% de demora en tiempo), sin considerar la velocidad promedio de recorrido. Los conductores podrán tolerar altos niveles de porcentaje de demora en tiempo sobre una vía de clase II que sobre una vía de una clase I, porque las vías de la clase II usualmente sirven para viajes cortos y diferentes propósitos de viaje.

Los criterios de LOS para C2K en clase I y II están en el Tabla 16, Figura 4 y Tabla 17. . La Tabla 16 refleja los valores máximos de porcentaje de demora en tiempo y el promedio de velocidad de recorrido para cada uno de los Niveles de Servicio (LOS) de carretera de clase I. Un segmento de una carretera de clase I debe considerar los dos criterios, el porcentaje de demora en tiempo y el promedio de velocidad del recorrido mostrado en la Figura 5 para ser clasificado en

cualquier LOS.

Figura .3 METODOLOGÍA PARA CARRETERA DE DOS CARRILES(C2K)



La Tabla 16 ilustra los criterios del LOS para carreteras clase I. Por ejemplo, una C2K clase I con porcentaje de demora en tiempo igual a 45% y un promedio de velocidad de recorrido de 65 km/h podrá ser clasificado como un LOS D, basado en la tabla 16. Sin embargo, una carretera clase II con las mismas condiciones podrá ser clasificada como un LOS B basado en la tabla 17. La diferencia entre estos valores de LOS representa la diferencia en las expectativas de los conductores para las facilidades de clase I y II.

Los criterios del NS D de la tabla 16, y a través de la figura 4 aplican para todos los tipos de C2K, incluyendo en segmentos de dos sentidos extendidos, segmentos direccionales extendidos, ascensos específicos (rampas), y descensos específicos.

### 5.5 SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS (TWO-WAY SEGMENTS)

La metodología de segmentos de dos sentidos estima medidas de operaciones de tráfico a lo largo de una sección de carretera, basado en el tipo de terreno, el diseño geométrico, y las condiciones de tráfico. El terreno está clasificado como plano o como ondulado, como se describe más adelante. El terreno montañoso es descrito en el análisis operacional de rampas específicas de ascensos y descensos enunciado más adelante. Esta metodología típicamente es aplicada para secciones de carreteras de por lo menos de 3.0 Km.

Los datos de tráfico necesarios para aplicar la metodología de segmentos de dos sentidos incluye el volumen de cada hora de las dos sentidos, el factor de hora pico (FPH), y la distribución direccional del flujo de tráfico. El FPH puede ser calculado desde un dato de campo, o tomado por defecto de los valores tabulados que se presentan en el capítulo 12 del HCM. Los datos de

tráfico también incluye el porcentaje de camiones y vehículos recreacionales (VsR). El análisis operacional de los segmentos extendidos de dos sentidos para una C2K involucra varios aspectos, descritos en las siguientes secciones.

Tabla 16 CRITERIO DE NIVELES DE SERVICIO (LOS) PARA C2K EN VÍAS CLASE I  
 EXHIBIT 20-2. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I

LOS	Percent Time-Spent-Following	Average Travel Speed (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35-50	> 80-90
C	> 50-65	> 70-80
D	> 65-80	> 60-70
E	> 80	≤ 60

Note:  
 LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment

Figura .4 CRITERIO GRÁFICO DE NIVELES DE SERVICIO (LOS) PARA C2K VÍAS CLASE I  
 EXHIBIT 20-3. LOS CRITERIA (GRAPHICAL) FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I

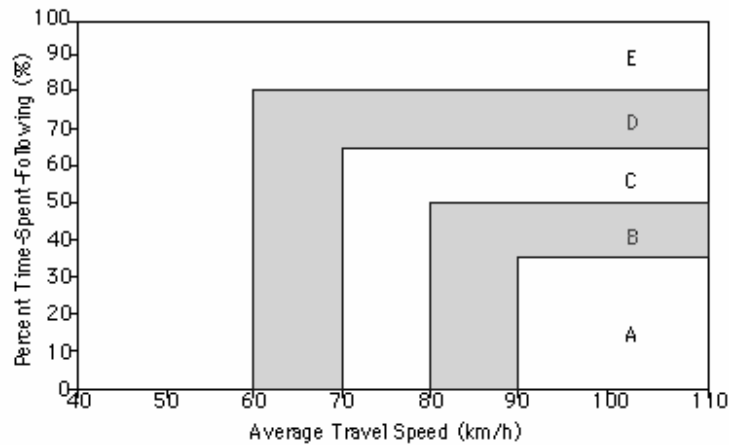


Tabla 17 CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO (LOS) PARA C2K EN VÍAS CLASE II  
 EXHIBIT 20-4. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS II

LOS	Percent Time-Spent-Following
A	≤ 40
B	> 40-55
C	> 55-70
D	> 70-85
E	> 85

Note:  
 LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

### 5.5.1 Determinación de la velocidad a flujo libre (FFS)

Una clave en la valoración de los Niveles de Servicio de las C2K es determinar la velocidad a flujo libre, FFS. La FFS es medida utilizando la velocidad promedio de tráfico bajo condiciones de flujo bajo (hasta 200 pc/h en los dos sentidos) si la medida en el campo debe ser hecha con tasas de flujo en los dos sentidos de más de 200 pc/h debe realizarse un ajuste de volumen cuando se determina la FFS. Este volumen ajustado se discute más adelante.

Dos métodos generales pueden ser utilizados para determinar la FFS para una C2K: Medida en campo y estimada con pautas previstas en este capítulo. El procedimiento de medición de campo ayudada mediante la recolección de estos datos directamente o incorporando las medidas dentro de programas de monitoreo de velocidad. Sin embargo, las medidas de campo no son necesarias para un análisis operacional – La FFS puede ser estimada desde unos datos de campo y conocimientos del usuario de las condiciones y características de la carretera.

#### 5.5.1.1 Velocidad a Flujo Libre Medida en Campo

La FFS de una carretera puede ser determinada directamente desde un estudio de velocidad dirigido en el campo. No se hacen ajustes para los datos de medida de campo. El estudio de velocidad debe ser realizado en una localización representativa dentro del segmento de la carretera que está siendo evaluada; por ejemplo, un sitio sobre un ascenso corto no debe ser seleccionado dentro de un segmento que está generalmente en terreno plano. Cualquier técnica de medida de velocidad aceptable para otros estudios de ingeniería de velocidad de tráfico puede ser usada. El estudio de campo debe ser realizado en periodos de baja circulación de tráfico (menos de 200pc/ para los dos sentidos de circulación) y debe ser medida la velocidad de todos los vehículos o de un muestreo sistemático (ejemplo, de cada décimo vehículo). Una muestra representativa de la velocidad debe ser obtenida de al menos cien vehículos. Además orientación sobre estudios de velocidad es encontrado en textos de ingeniería de tráfico estándar tales como el Manual de Estudios de Ingeniería de Transporte.

Si el estudio de velocidad debe ser realizado para una tasa de circulación en los dos sentidos de más que 200pc/h, la FFS puede ser hallada usando la relación entre la circulación y la velocidad mostrada en el capítulo 12, del HCM asumiendo que los datos sobre los volúmenes de tráfico son registrados al mismo tiempo. La FFS puede ser calculada con base en los datos de campo como se muestra en la Ecuación 20-1.

$$FFS = S_{FM} + 0.0125 \frac{V_f}{f_{HV}} \quad (20-1)$$

Donde:

FFS = Velocidad a flujo libre estimada (Km/h)

$S_{FM}$  = Velocidad media del tráfico medida en el campo (Km/h)

$V_f$  = Tasa de flujo observada en el periodo en que el dato del campo fue obtenido (veh/h), y

$f_{HV}$  = Factor de ajuste de vehículo-pesado, determinado como se muestra en la ecuación 20-4.

Si la medida del campo de la carretera no está disponible, los datos tomados en una vía similar pueden ser usados. El camino sustituto debe ser similar con respecto a las variables que afectan la FFS, las cuales están identificadas en este capítulo. Agencias de Carreteras con continuos programas de monitoreo de velocidad o con datos de velocidad o archivos puede preferirse para usar estos mas que conducir un nuevo estudio de velocidad o usar estudios estimados indirectos. Sin embargo, estos datos deben ser usados directamente solo sí la recolección está de acuerdo con los procedimientos descritos anteriormente.

#### 5.5.1.2 Velocidad a Flujo Libre Estimada, FFS.

La FFS puede ser estimada indirectamente si los datos del campo no están disponibles. Este es un gran reto sobre las C2K que sobre otros tipos de vías de circulación ininterrumpidas porque la FFS de la C2K pueden tener un rango desde 70 a 110 km/h. Para estimar una FFS, el análisis debe caracterizar las condiciones de operación de la facilidad en términos de una base de

velocidad a flujo libre (BFFS) que refleje las características del tráfico y la geometría de la vía. Porque, el rango límite de las condiciones de velocidad sobre una C2K y la importancia de factores locales y regionales que influyen en las velocidades deseadas por el conductor, no influyen sobre la estimación de la BFFS. Los estimados de la BFFS pueden ser desarrollados basado sobre los datos de la velocidad y los conocimientos locales de condiciones de operaciones sobre facilidades similares. La velocidad de diseño y la velocidad limite permitida de la facilidad puede ser considerada en la determinación de la BFFS; Sin embargo, la velocidad de de diseño y los limites de velocidades para muchas facilidades no son basados sobre las condiciones de operaciones actuales. Una vez la BFFS es estimada los ajustes pueden ser hechos por la influencia del ancho del carril, del ancho de berma, y densidad de punto de acceso. La FFS es estimada usando la ecuación 20-2.

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A \quad (20-2)$$

Donde:

FFS = Velocidad a flujo Libre estimada (km/h);

BFFS = Base de FFS (km/h);

f<sub>LS</sub> = Ajuste del ancho del carril y el ancho de berma, Tabla 18; Cuadro 20-5 y

f<sub>A</sub> = Ajuste para puntos de acceso, Tabla 19.

El primer ajuste para la FFS estimada relaciona los efectos del carril y el ancho de la berma. Las condiciones bases para C2K requiere 3.6 m de ancho de carril y 1.8 m de ancho de berma. La Tabla 18 lista los ajuste para la FFS estimada para carriles y bermas angostos. El dato del Tabla 18 indica, por ejemplo, una C2K con 3.3 m de carril y un ancho de berma completo tiene un FFS que es 0.7 km/h menos que una carretera con un carril base y con bermas amplias. Similarmente, una C2K con 3.6 m de carril y 0.6 m de bermas tiene un FFS 4.2 Km/h menos que una carretera con carril base y amplias bermas.

Tabla 18 AJUSTE (f<sub>LS</sub>) POR ANCHO DE CARRIL Y BERMA  
 EXHIBIT 20-5. ADJUSTMENT (f<sub>LS</sub>) FOR LANE WIDTH AND SHOULDER WIDTH

Lane Width (m)	Reduction in FFS (km/h)			
	Shoulder Width (m)			
	≥ 0.0 < 0.6	≥ 0.6 < 1.2	≥ 1.2 < 1.8	≥ 1.8
2.7 < 3.0	10.3	7.7	5.6	3.5
≥ 3.0 < 3.3	8.5	5.9	3.8	1.7
≥ 3.3 < 3.6	7.5	4.9	2.8	0.7
≥ 3.6	6.8	4.2	2.1	0.0

El Tabla 19 lista los ajustes para densidad de puntos de acceso por kilómetro. Los datos indican que cada punto de acceso por kilómetro disminuye la FFS estimada en cerca de 0.4 km/h. La densidad de puntos de acceso es hallada dividiendo el número total de interacciones y vías de acceso en ambos lados del segmento del camino por la longitud del segmento en kilómetros. Una intersección o acceso de camino debe ser incluido solo si ésta influye en la circulación del tráfico; puntos de acceso no notados por el conductor o con una pequeña actividad no deben ser incluidos.

Tabla 19 AJUSTE (f<sub>A</sub>) PARA DENSIDAD DE PUNTOS DE ACCESO  
 EXHIBIT 20-6. ADJUSTMENT (f<sub>A</sub>) FOR ACCESS-POINT  
 DENSITY

Access Points per km	Reduction in FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

Cuando un dato sobre el número de los puntos de acceso en un segmento C2K no está disponible (ejemplo, cuando la carretera no ha sido construida todavía), pueden usarse las pautas dadas en el capítulo 12. del HCM

Si un segmento de carretera contiene curvas horizontales cerradas con velocidades de diseño especialmente por debajo del resto del segmento este puede ser ideal para determinar la FFS separadamente para curvas y tangentes y cálculos de promedio pesados de la FFS para un segmento como para todo completo.

Los datos para la relación de FFS en este capítulo incluye ambos, viajes regulares y viajes no regulares. No hubo diferencias significativas entre los dos. Sin embargo, se espera que conductores regulares puedan usar una facilidad mas eficientemente que los usuarios recreacionales y otros conductores ocasionales. Si el efecto de una población de conductores es considerable, la FFS debe ser medida en el campo. Si los valores de campo no pueden ser hechos, se debe seleccionar una FFS para reflejar el efecto anticipado de la población de conductores. Precaución que debe ser tomada para no subestimar la BFFS de una carretera por la exageración del efecto de una población de conductores dado.

### 5.5.2 Determinación de la demanda de tasa de flujo. VP

Se deben hacer tres ajustes para determinar el volumen de demanda horaria, si se basan en conteos de tráfico o en estimaciones, se llega a la tasa de flujo de vehículos livianos equivalente, usado en los análisis de Niveles de Servicio. Estos ajustes son el FHP, el factor de ajuste por pendiente f<sub>G</sub>, el factor de ajuste de vehículo-pesado, f<sub>HV</sub>. Estos ajustes son aplicados de acuerdo a la ecuación 20-3.

$$V_p = \frac{V}{FHP * f_G * f_{HV}} \quad (20-3)$$

Donde

- V<sub>p</sub> = Tasa de flujo equivalente en vehículos livianos para el periodo pico de 15 min (pc/h),
- V = Demanda de volumen para una hora pico completa (veh/H),
- FHP = Factor hora pico,
- f<sub>G</sub> = Factor de ajuste por pendiente, y
- f<sub>HV</sub> = Factor de ajuste por vehículos pesados

#### 5.5.2.1 FHP

Representa la variación en el flujo de tráfico dentro de una hora. El análisis de C2K se basa sobre los volúmenes de demanda para un pico de un periodo de 15 min dentro de una hora de interés-usualmente la hora pico. Para análisis operacional, los volúmenes de demanda de hora completa

deben ser convertidos a tasa de flujo con base en el periodo pico de 15 min. , como se muestra en la ecuación 20-3

### 5.5.2.2 Factor de ajuste por Pendiente (fG)

El fG tiene en cuenta el efecto del terreno sobre las velocidades de los vehículos y el porcentaje de tiempo de seguimiento (demora), aún si no hay vehículos pesados presentes. Los valores del fG son listados en el Tabla 20 para un estimativo de velocidades de recorrido promedio y en el Tabla 21 para estimativos de porcentaje de tiempo de seguimiento. ...(DEMORA EN TIEMPO)

**Tabla 20 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTE (fG) PARA DETERMINAR VELOCIDADES EN SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS Y SEGMENTOS DIRECCIONALES**  
**EXHIBIT 20-7. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f<sub>G</sub>) TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS**

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.71
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.93
> 1200	> 600	1.00	0.99

**Tabla 21 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTE (fG) PARA DETERMINAR PORCENTAJE DE TIEMPO DE SEGUIMIENTO EN SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS Y DIRECCIONAL.**  
**EXHIBIT 20-8. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f<sub>G</sub>) TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS**

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.77
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

### 5.5.2.3 Ajuste por vehículos pesados (fHV)

La presencia de vehículos pesados en el tráfico disminuye la FFS, porque la base de condiciones de tráfico es asumido solamente para carros-pasajeros- una rara ocurrencia. Además, los volúmenes de tráfico deben ser ajustados para una tasa de flujo equivalente expresada en los vehículos livianos por hora, este ajuste se realiza usando el factor fHV.

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en la tráfico de tráfico se aplica para dos tipos de vehículos: Camiones y RVS. Los buses no deben ser tratados como un tipo separado de vehículo pesado, pero deben ser incluidos con los camiones. El factor de ajuste de los vehículos pesados requiere dos adelantamientos. Primero, se debe hallar el factor equivalente de vehículo - liviano para camiones (ET) y para RVS (Er) para las condiciones actuales de operación. Entonces, usando estos valores, un factor de ajuste debe ser calculado para corregir todos los vehículos pesados en la tráfico de tráfico.

Los equivalentes vehículo liviano para segmentos extendidos de dos sentidos, son determinados desde el Tabla 22 para velocidades estimadas y desde el Tabla 23 para el porcentaje estimado tiempo de seguimiento. El terreno de segmento de dos sentidos extenso debe ser categorizado como plano u ondulado.

Terreno Plano:

El terreno plano, es una combinación del alineamiento horizontal y vertical permitiendo que los vehículos pesados mantengan aproximadamente la misma velocidad como un vehículo liviano; estos generalmente incluye pendientes cortas de no más de 1 o 2 %.

Terreno Ondulado:

El terreno ondulado es cualquier combinación de alineación horizontal y vertical que causa disminución de la velocidad de los vehículos pesados substancialmente por debajo de los vehículos livianos. Pero no para operar a marcha lenta de velocidad para una un espacio significativo de tiempo o frecuencia de intervalos; generalmente, este incluye longitudes de pendientes cortas y medianas de no más del 4%. Los segmentos con longitudes substanciales de mas de una pendiente de 4% debe ser analizado con un procedimiento de pendiente específica para segmentos direccionales.

Tabla 22 EQUIVALENCIAS DE VEHÍCULOS LIVIANOS PARA PESADOS Y RECREACIONALES PARA DETERMINAR VELOCIDADES EN SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS Y SEGMENTOS DIRECCIONALES

EXHIBIT 20-9. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVS TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.7	2.5
	> 600-1,200	> 300-600	1.2	1.9
	> 1,200	> 600	1.1	1.5
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.1
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.1
	> 1,200	> 600	1.0	1.1

Tabla 23 EQUIVALENCIAS DE VEHÍCULOS LIVIANOS PARA PESADOS Y RECREACIONALES PARA DETERMINAR TIEMPOS DE SEGUIMIENTO EN SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS Y SEGMENTOS DIRECCIONALES

EXHIBIT 20-10. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVS TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.1	1.8
	> 600-1,200	> 300-600	1.1	1.5
	> 1,200	> 600	1.0	1.0
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.0
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.0
	> 1,200	> 600	1.0	1.0

Factor de Ajuste de Vehículos Pesados

Una vez los valores de  $E_T$  Y  $E_R$  han sido determinados, el ajuste del factor para vehículos pesados es calculado usando la ecuación 20-4.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (20-4)$$

Donde

PT = Proporción de caminos en la tráfico de tráfico, expresado en decimal;  
PR = La proporción de RVs en la tráfico de tráfico, expresado como un decimal;  
ET = Equivalencia de pasajero-carro por camión, obtenido del Tabla 22 o Tabla 23; y  
ER = Equivalencia de pasajero-carro por RVs, obtenido del Tabla 22 o Tabla 23.

### Cálculos Iterativos

La Tabla 20 a la Tabla 23- el factor de ajuste por pendiente FG y la equivalencia de vehículo - liviano para camiones (ET) y RVs (ER)- son estratificados por tasa de flujo expresada en vehículo - liviano por hora. Sin embargo, hasta que la ecuación 20-3 es aplicada, la tasa de flujo en vehículo - liviano por hora es desconocida. Además, debe ser aplicada una aproximación Iterativa para determinar la tasa de flujo equivalente en vehículo - liviano  $V_p$ , para cada velocidad de recorrido promedio y porcentaje de tiempo en seguimiento.

Primero, se determina la tasa de flujo, en vehículos por hora, como  $V/FHP$ . Segundo, se seleccionan valores de  $fG$ , ET, y ER apropiado para la tasa de flujo de las tablas. Entonces, se determina  $V_p$  desde estos valores usando las ecuaciones 20-3 y 20-4. Si el valor calculado de  $V_p$  es menor al límite superior del rango de tasa del flujo seleccionado para la cual  $fG$ , ET, y ER fueron determinados, entonces el valor del calculo de  $V_p$  debe ser usado. Si la  $V_p$  es más alta que el límite superior del rango de tasa del flujo, repita el procedimiento para rangos mayores sucesivamente hasta que un valor aceptable de  $V_p$  es hallado. Porque el rango más alto incluye todas las tasas de flujo mayores que 1,200 pc/h en ambas direcciones de trayecto combinado, estos pueden ser usado si el valor calculado excede el límite superior de ambos rangos de tasa de flujos bajos.

#### 5.5.3 *Determinación de la Velocidad Promedio de Recorrido, ATS.*

La velocidad promedio de recorrido ATS, es estimada desde la FFS, la demanda de tasa de flujo, y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no adelantamiento (no adelantamiento). La demanda de la tasa de flujo para un ATS es determinada con la ecuación 20-3 usando el valor de la  $fHV$  calculado con la equivalencia de vehículos - liviano en la Tabla 22. La ATS es entonces estimada con la ecuación 20-5.

$$ATS = FFS - 0.0125V_p - f_{np} \quad (20-5)$$

Donde

ATS = Velocidad Promedio de Recorrido para ambas direcciones de trayecto combinado (Km/h)

$f_{np}$  = Porcentaje de ajuste para las zonas de no adelantamiento (ver Tabla 24), y

$V_p$  = La tasa de flujo de equivalencia de vehículo liviano para un periodo pico de 15min. (pc/h).

La FFS usada en la ecuación 20-5 es el valor estimado con la ecuación 20-1 o 20-2. El ajuste para el efecto del porcentaje de la zona de no adelantamiento sobre la ATS ( $f_{np}$ ) es listado en la tabla 24. El cuadro muestra que el efecto de las zonas de no adelantamiento sobre la ATS se incrementa a un máximo a una tasa de flujo de dos sentidos de 400 pc/h y que disminuye en volúmenes altos. El máximo valor de la ATS ( $f_{np}$ ) es de 7.3 km/h.

#### 5.5.4 *Determinación del Porcentaje de Demora en Tiempo (PTSF)*

Es estimado desde la tasa de demanda de flujo, la distribución de tráfico direccional y el porcentaje de zonas de no-adelantamiento. La demanda de tasa de flujo  $V_p$  para un PTSF es determinada con la ecuación 20-3 usando el valor del  $fHV$  calculado con el equivalente de vehículo liviano de la Tabla 23. PTSF es entonces estimado usando la ecuación 20-6. Los valores apropiados del BPTSF pueden ser determinados con la ecuación 20-7.

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np} \quad (20-6)$$

Donde:

PTSF = Porcentaje de demora en Tiempo.

BPTSF= Base de PTSF para ambas direcciones de recorrido combinado (use la ecuación 20-7), y

Fd/np = Ajuste para el efecto combinado de la distribución direccional del tráfico y el porcentaje de zonas de no-adelantamiento sobre el PTSF.

Vp = Tasa de flujo equivalente vehículo liviano por periodo pico de 15 min.

$$BPTSF = 100 (1 - e^{-0.000879 V_p}) \quad (20-7)$$

Un ajuste representativo del efecto combinado de la distribución direccional de tráfico y el porcentaje de zonas de no-adelantamiento (fd/np) es presentado en el Tabla 25.

### 5.5.5 Determinación de los Niveles de Servicio (LOS)

El primer adelantamiento en la determinación de los LOS es comparar la tasa de flujo de equivalencia de vehículo liviano (Vp) para la capacidad de dos sentidos de 3,200 pc/h. Si Vp es mayor que la capacidad, entonces la carretera está sobresaturada y el LOS es F. Similarmente, si la demanda de la tasa de flujo en cada dirección del recorrido determinada desde la tasa de flujo de dos sentidos y por cada sentido - es mayor que 1,700 pc/h, entonces la carretera está sobresaturada y el LOS es F. En LOS F, el PTSFF es cercano al 100% y las velocidades son altamente variables y difíciles para estimar.

Tabla 24 AJUSTE (f<sub>np</sub>)POR EL EFECTO DE ZONAS DE NO-ADELANTAMIENTO SOBRE LA VELOCIDAD EN SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS  
 EXHIBIT 20-11. ADJUSTMENT (f<sub>np</sub>) FOR EFFECT OF NO-PASSING ZONES ON AVERAGE TRAVEL SPEED ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Demand Flow Rate, v <sub>p</sub> (pc/h)	Reduction in Average Travel Speed (km/h)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	1.0	2.3	3.8	4.2	5.6
400	0.0	2.7	4.3	5.7	6.3	7.3
600	0.0	2.5	3.8	4.9	5.5	6.2
800	0.0	2.2	3.1	3.9	4.3	4.9
1000	0.0	1.8	2.5	3.2	3.6	4.2
1200	0.0	1.3	2.0	2.6	3.0	3.4
1400	0.0	0.9	1.4	1.9	2.3	2.7
1600	0.0	0.9	1.3	1.7	2.1	2.4
1800	0.0	0.8	1.1	1.6	1.8	2.1
2000	0.0	0.8	1.0	1.4	1.6	1.8
2200	0.0	0.8	1.0	1.4	1.5	1.7
2400	0.0	0.8	1.0	1.3	1.5	1.7
2600	0.0	0.8	1.0	1.3	1.4	1.6
2800	0.0	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4
3000	0.0	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
3200	0.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1

Cuando un segmento de una facilidad Clase I tiene una demanda menor que su capacidad, el LOS

es determinado por la localización de un punto sobre el Figura 5 que corresponde para el PTSF y la ATS. Si un segmento de una facilidad clase II tiene una demanda menor que su capacidad, el LOS es determinado comparando el PTSF con el criterio en el Tabla 16. El análisis debe incluir los LOS y los valores estimados de PTSF y la ATS. Aunque la ATS no es considerada en la determinación de los LOS para la clase de carretera II el estimado puede ser útil en evaluar la calidad del servicio de las facilidades de la C2K, de las redes de carretera y los sistemas incluyendo el segmento.

### 5.5.6 Otras Medidas de Tráfico

La proporción de  $v/c$  para un segmento extendido de dos sentidos puede ser calculada usando la ecuación 20-8

$$\frac{v}{c} = \frac{V_P}{c} \quad (20-8)$$

Donde

$v/c$  = Volumen Proporcional a la Capacidad

$c$  = Capacidad de segmento de dos sentidos -normalmente 3,200 pc/h para segmento de dos sentidos y 1,700 para segmento direccional; y

$V_p$  = Tasa de flujo equivalente vehículo liviano por periodo pico de 15 min.

El total de recorrido sobre un segmento extendido de dos sentidos, durante el periodo pico de 15 minutos, es calculado usando la ecuación 20-9.

$$VkmT_{15} = 0.25 \left( \frac{V}{FHP} \right) L_t \quad (20-9)$$

Donde

$VkmT_{15}$  = Total del recorrido sobre el segmento analizado durante un periodo pico de 15min (veh-Km), y

$L_t$  = La longitud total del segmento analizado (Km).

El total del recorrido sobre el segmento de dos sentidos durante la hora pico es calculado usando la ecuación 20-10.

$$VkmT_{60} = V * L_t \quad (20-10)$$

Donde

$VkmT_{60}$  = Recorrido total sobre el segmento analizado durante la hora pico (veh-km).

Ecuación 20-11 puede ser usada para calcular el total del tiempo de recorrido durante el periodo de pico de 15 min. utilizando la ecuación 20-5 y 20-9.

$$TT_{15} = \frac{VkmT_{15}}{ATS} \quad (20-11)$$

Donde

$TT_{15}$  = Tiempo total de todo el recorrido de todos los vehículos sobre el segmento analizado durante el periodo pico de 15 min (Veh-h)..

**Tabla 25 AJUSTE ( $f_{d/np}$ ) POR EL EFECTO COMBINADO DE LA DISTRIBUCIÓN DE TRÁFICO Y EL PORCENTAJE DE ZONAS DE NO-ADELANTAMIENTO EN EL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO SOBRE SEGMENTOS EN DOS SENTIDOS.**

EXHIBIT 20-12. ADJUSTMENT ( $f_{d/np}$ ) FOR COMBINED EFFECT OF DIRECTIONAL DISTRIBUTION OF TRAFFIC AND PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES ON PERCENT TIME-SPENT - FOLLOWING ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Flow Rate, $v_p$ (pc/h)	Increase in Percent Time-Spent-Following (%)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
Directional Split = 50/50						
≤ 200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Directional Split = 60/40						
≤ 200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.2	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.3
≥ 2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Directional Split = 70/30						
≤ 200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥ 2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Directional Split = 80/20						
≤ 200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥ 2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Directional Split = 90/10						
≤ 200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥ 1400	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7

## 5.6 SEGMENTOS DIRECCIONALES

La metodología discute tres tipos de segmentos direccionales: Segmento direccional extendido,

rampa específica de ascenso y rampa específica de descenso. La metodología para el segmento direccional es análoga a la metodología de segmento de dos sentidos, excepto que este estima la realización de medidas de tráfico y los LOS para una dirección de recorrido al tiempo. Sin embargo, la valoración operacional de una dirección de recorrido sobre una C2K necesariamente considera el volumen de tráfico opuesto. Hay una interacción fuerte entre las direcciones de recorrido sobre una carretera con dos carriles porque las oportunidades de adelantamiento son reducidas y eventualmente eliminan los incrementos del tráfico opuesto.

La metodología del segmento direccional se aplica a terreno plano y ondulado, usualmente para secciones de carreteras de al menos 3.0 km. Cualquier pendiente de 3% o más y al menos 1.0 km de largo debe ser discutido para los procedimientos para rampas específicas de ascenso o descensos. El terreno montañoso es discutido a través de un análisis de ascenso y descenso individual. Los procedimientos para rampa específica de ascenso y rampa específica de descenso difieren del procedimiento de segmento extendido primariamente en los efectos que conllevan los vehículos pesados.

La metodología básica de segmento direccional aplica a segmentos sobre carreteras con un carril en cada dirección. Sin embargo, hay un procedimiento suplementario para estimar el efecto operacional de un carril de adelantamiento adicional dentro de un segmento direccional. El análisis operacional de un segmento direccional sobre una C2K involucra varios adelantamientos, descritos a continuación.

### 5.6.1 *Determinación de la FFS<sub>d</sub>*

El primer adelantamiento en el análisis de un segmento direccional es determinar la FFS, usando cada uno de los métodos de segmentos extendidos de dos sentidos. Estos métodos deberán ser aplicados sobre las bases direccionales más que para ambas direcciones combinadas. Si la FFS<sub>d</sub> para una dirección particular de recorrido es determinada en el campo, estas deben estar bajo condiciones de flujo de corriente abajo en ambas direcciones.

### 5.6.2 *Determinación de la Demanda de Tasa de Flujo*

La demanda de tasa de flujo para un pico para un periodo pico de 15 min. en la dirección analizada es determinada con la ecuación 20-12 la cual es análoga con la ecuación 20-3.

$$V_{pd} = \frac{V_d}{FHP * f_G * f_{HV}} \quad (20-12)$$

Donde,

V<sub>pd</sub> = Tasa de flujo equivalente vehículo - liviano para los 15 min. pico en la dirección analizada (pc/h),

V<sub>d</sub> = Volumen de demanda para la hora pico completa en la dirección analizada (veh/h),

F<sub>G</sub> = Factor de ajuste por pendiente, y

F<sub>HV</sub> = Factor de ajuste por vehículo pesado.

Esta demanda de tasa de flujo debe ser basada sobre el FHP, la composición de tráfico, y el tipo de terreno o la pendiente actual en la dirección específica del trayecto. Como en el procedimiento del segmento de dos sentidos, los valores V<sub>d</sub> son usados para estimar la ATS y el PTSF, porque el valor de la f<sub>HV</sub> podrá diferir para esas aplicaciones.

El análisis direccional también debe considerar la demanda de la tasa de flujo en la dirección opuesta. La tasa de flujo de demanda opuesta es calculada usando la ecuación 20-13 la cual es análoga con la ecuación 20-12

$$V_{po} = \frac{V_o}{FHP * f_G * f_{HV}} \quad (20-13)$$

Donde

$V_{po}$  = Tasa de flujo equivalente en período pico de 15 minutos en la dirección opuesta del trayecto, pc/h y,  
 $V_o$  = Volumen de demanda para un pico de hora completa en la dirección opuesta del recorrido. Veh/h

Los valores de la  $f_{HV}$  y FHP usados en la ecuación 20-13 también deben ser aplicados para la dirección opuesta del trayecto.

#### 5.6.2.1 Factor de Hora Pico. FHP

El FHP usado en los procedimientos de segmento direccional deben ser los mismos como los aplicados para una simple dirección de trayecto. Si es posible, el FHP debe ser determinado desde los datos del campo local, pero si los datos del campo no son disponibles, los valores por defecto dados en el capítulo 12 pueden ser usados.

#### 5.6.2.2 Ajustes por pendiente y vehículos pesados, $f_{HV}$

El ajuste para la presencia de vehículos en segmentos direccionales es análogo para estos segmentos de dos sentidos en que el equivalente vehículo - liviano para camiones (ET) y RVs (ER) son determinados y usados juntos con las proporciones de los camiones y RVs en la ecuación 20- 4. Sin embargo, los procedimientos para determinar los valores de ET y ER difieren para segmentos direccionales extendidos, rampas específicas de ascenso y descenso.

Los valores de ET y ER para segmentos direccionales extendidos en plano o en terreno ondulado son determinados en el Tabla 21 y 20-10, basados sobre la metodología para segmentos de dos sentidos. Para segmentos direccionales, el valor del factor de ajuste de pendiente  $f_P$ , es dado en los cuadros 20-7 y 20-8.

Cualquier ascenso de 3% o más y una longitud de 0.4 km. o más puede ser analizado como una rampa de ascenso específico; sin embargo, cualquier ascenso de 3% o más y una longitud de 1.0 km o más debe ser analizado como un rampa de ascenso específico. Esto incluye todos los ascensos en segmentos direccionales en terrenos montañosos. Si la pendiente varía, este debe ser analizado como una simple composición, usando un promedio calculado dividiendo el total del cambio en elevación por el total de longitud de la pendiente y expresando el resultado como un porcentaje.

Los valores del factor de ajuste por pendiente  $f_G$ , usados en estimar la velocidad promedio del recorrido para ascensos específicos, son presentados en la Tabla 26. El  $f_G$  para una estimación del porcentaje de demora en tiempo sobre ascensos específicos es presentado en la Tabla 27. El factor de ajuste por pendiente cuenta para el efecto de la pendiente sobre la velocidad promedio de recorrido y el porcentaje de demora en tiempo del tráfico compuesto enteramente por vehículos livianos.

La equivalencia del vehículo - liviano (ET) para camiones usados en estimaciones de la velocidad promedio de recorrido y el porcentaje de demora en tiempo son presentados en las tablas 28 y 29 respectivamente. Estos factores cuentan para el efecto de camiones sobre la velocidad promedio de recorrido y el porcentaje de tiempo en seguimiento en los ascensos específicos, por encima y abajo del efecto de la pendiente sobre los vehículos - livianos.

El Tabla 30 presenta la equivalencia vehículo - liviano (ER) para RVs por estimación promedio de la velocidad del trayecto sobre una rampa de ascenso específico. Para estimación del PTSF

sobre un rampa de ascenso específico ER es siempre 1.0, como esta mostrado en el Tabla 29.

Cualquier descenso del 3% o mayor y una longitud de 1.0 km o más debe ser analizada como un descenso específico. Esto incluye todos los descensos sobre segmentos direccionales en terrenos montañosos. Si la pendiente de un descenso varía, esta debe ser analizada como una simple mezcla usando un cálculo promedio de la división del cambio total en la elevación por el total de la longitud de la pendiente y expresando el resultado como un porcentaje. Por que las definiciones de rampa de ascenso específico y descenso específico son similares, la dirección opuesta de cualquier rampa de ascenso específico deberá ser analizada como un descenso específico.

Para la mayoría de los descensos específicos, el factor de ajuste por pendiente fG es 1.0, y el factor de ajuste de vehículos pesados fHV es determinado con el equivalente de vehículo liviano desde las Tablas 22 y 23. Algunos descensos específicos son largos y empinados lo suficiente para que algunos vehículos pesados deban recorrer y marchar a velocidad lenta y así evitar pérdida de control del vehículo pesado. Esto, por supuesto, impide que otros vehículos avancen y por consiguiente aumentan el porcentaje de tiempo de seguimiento, y disminuye el promedio de velocidad de recorrido. Cuando esto ocurre, el factor de ajuste de vehículos pesados fHV, usado para determinar la velocidad promedio de recorrido, deberá ser basado sobre la ecuación 20-14 más que sobre la ecuación 20-4.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{TC} * P_T (E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC}) P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} \quad (20-14)$$

Donde

PTC = Proporción (expresada como decimal) de todos los camiones en la corriente de tráfico usando velocidades a marcha lenta sobre los descensos específicos,

ETC = Equivalente de vehículos livianos para camiones usando velocidades de marcha lenta, dados en la Tabla 31.

Aplicando la ecuación 20-14, la equivalencia de vehículo - liviano para los camiones que usan velocidades de marcha lenta (ETC) debe ser determinada de la Tabla 31, basado sobre la tasa de flujo direccional y la diferencia entre la FFS y la velocidad de los camiones a marcha lenta. La equivalencia de vehículos livianos (ET), para otros camiones y RVs (ER) deben ser valores para el terreno plano de la Tabla 22. Si datos más específicos no están disponibles, la proporción de todos los camiones que usan velocidad de marcha lenta puede ser estimada como igual a la proporción de todos los camiones que son combinaciones de tractor trailer.

**Tabla 26 AJUSTE POR PENDIENTE (FG) PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE EN PENDIENTES ESPECÍFICAS EN ASCENSOS.**

**EXHIBIT 20-13. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) FOR ESTIMATING AVERAGE TRAVEL SPEED ON SPECIFIC UPGRADES**

Grade (%)	Length of Grade (km)	Grade Adjustment Factor, $f_G$		
		Range of Directional Flow Rates $v_D$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	0.81	1.00	1.00
	0.8	0.79	1.00	1.00
	1.2	0.77	1.00	1.00
	1.6	0.76	1.00	1.00
	2.4	0.75	0.99	1.00
	3.2	0.75	0.97	1.00
	4.8	0.75	0.95	0.97
	≥ 6.4	0.75	0.94	0.95
≥ 3.5 < 4.5	0.4	0.79	1.00	1.00
	0.8	0.76	1.00	1.00
	1.2	0.72	1.00	1.00
	1.6	0.69	0.93	1.00
	2.4	0.68	0.92	1.00
	3.2	0.66	0.91	1.00
	4.8	0.65	0.91	0.96
	≥ 6.4	0.65	0.90	0.96
≥ 4.5 < 5.5	0.4	0.75	1.00	1.00
	0.8	0.65	0.93	1.00
	1.2	0.60	0.89	1.00
	1.6	0.59	0.89	1.00
	2.4	0.57	0.86	0.99
	3.2	0.56	0.85	0.98
	4.8	0.56	0.84	0.97
	≥ 6.4	0.55	0.82	0.93
≥ 5.5 < 6.5	0.4	0.63	0.91	1.00
	0.8	0.57	0.85	0.99
	1.2	0.52	0.83	0.97
	1.6	0.51	0.79	0.97
	2.4	0.49	0.78	0.95
	3.2	0.48	0.78	0.94
	4.8	0.46	0.76	0.93
	≥ 6.4	0.45	0.76	0.93
≥ 6.5	0.4	0.59	0.86	0.98
	0.8	0.48	0.76	0.94
	1.2	0.44	0.74	0.91
	1.6	0.41	0.70	0.91
	2.4	0.40	0.67	0.91
	3.2	0.39	0.67	0.89
	4.8	0.39	0.66	0.88
	≥ 6.4	0.38	0.66	0.87

**Tabla 27** AJUSTE POR PENDIENTE (FG) PARA ESTIMAR EL PORCENTAJE DE TIEMPO DE SEGUIMIENTO EN PENDIENTES ESPECÍFICAS EN ASCENSOS.  
 EXHIBIT 20-14. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Grade Adjustment Factor, $f_G$		
		Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.00	0.92	0.92
	0.8	1.00	0.93	0.93
	1.2	1.00	0.93	0.93
	1.6	1.00	0.93	0.93
	2.4	1.00	0.94	0.94
	3.2	1.00	0.95	0.95
	4.8	1.00	0.97	0.96
	≥ 6.4	1.00	1.00	0.97
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.00	0.94	0.92
	0.8	1.00	0.97	0.96
	1.2	1.00	0.97	0.96
	1.6	1.00	0.97	0.97
	2.4	1.00	0.97	0.97
	3.2	1.00	0.98	0.98
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.00	1.00	0.97
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00
≥ 6.5	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00

**Tabla 28** EQUIVALENCIAS EN VEHÍCULOS LIGEROS PARA CAMIONES, PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE EN PENDIENTES ESPECÍFICAS EN ASCENSOS..

EXHIBIT 20-15. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS FOR ESTIMATING AVERAGE SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for Trucks, $E_T$		
		Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	2.5	1.9	1.5
	0.8	3.5	2.8	2.3
	1.2	4.5	3.9	2.9
	1.6	5.1	4.6	3.5
	2.4	6.1	5.5	4.1
	3.2	7.1	5.9	4.7
	4.8	8.2	6.7	5.3
	≥ 6.4	9.1	7.5	5.7
≥ 3.5 < 4.5	0.4	3.6	2.4	1.9
	0.8	5.4	4.6	3.4
	1.2	6.4	6.6	4.6
	1.6	7.7	6.9	5.9
	2.4	9.4	8.3	7.1
	3.2	10.2	9.6	8.1
	4.8	11.3	11.0	8.9
	≥ 6.4	12.3	11.9	9.7
≥ 4.5 < 5.5	0.4	4.2	3.7	2.6
	0.8	6.0	6.0	5.1
	1.2	7.5	7.5	7.5
	1.6	9.2	9.0	8.9
	2.4	10.6	10.5	10.3
	3.2	11.8	11.7	11.3
	4.8	13.7	13.5	12.4
	≥ 6.4	15.3	15.0	12.5
≥ 5.5 < 6.5	0.4	4.7	4.1	3.5
	0.8	7.2	7.2	7.2
	1.2	9.1	9.1	9.1
	1.6	10.3	10.3	10.2
	2.4	11.9	11.8	11.7
	3.2	12.8	12.7	12.6
	4.8	14.4	14.3	14.2
	≥ 6.4	15.4	15.2	15.0
≥ 6.5	0.4	5.1	4.8	4.6
	0.8	7.8	7.8	7.8
	1.2	9.8	9.8	9.8
	1.6	10.4	10.4	10.3
	2.4	12.0	11.9	11.8
	3.2	12.9	12.8	12.7
	4.8	14.5	14.4	14.3
	≥ 6.4	15.4	15.3	15.2

**Tabla 29** EQUIVALENCIAS DE VEHÍCULOS LIGEROS PARA CAMIONES Y RECREACIONALES PARA ESTIMAR EL PORCENTAJE DE TIEMPO DE SEGUIMIENTO EN PENDIENTES ESPECÍFICAS EN ASCENSOS.  
 EXHIBIT 20-16. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for Trucks, $E_T$			RVs, $E_R$
		Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)			
		0-300	> 300-600	> 600	
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.4	1.0	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0	1.0
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.7	1.1	1.2	1.0
	≥ 6.4	2.0	1.5	1.4	1.0
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.2	1.2	1.0
	3.2	1.6	1.3	1.5	1.0
	4.8	2.3	1.9	1.7	1.0
	≥ 6.4	3.3	2.1	1.8	1.0
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.2	1.2	1.0
	2.4	1.5	1.6	1.6	1.0
	3.2	1.9	1.9	1.8	1.0
	4.8	3.3	2.5	2.0	1.0
	≥ 6.4	4.3	3.1	2.0	1.0
≥ 6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.3	1.0
	1.6	1.3	1.4	1.6	1.0
	2.4	2.1	2.0	2.0	1.0
	3.2	2.8	2.5	2.1	1.0
	4.8	4.0	3.1	2.2	1.0
	≥ 6.4	4.8	3.5	2.3	1.0

**Tabla 30 EQUIVALENCIAS EN VEHÍCULOS LIGEROS DE RECREACIONALES PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE EN PENDIENTES ESPECÍFICAS, EN ASCENSO**  
**EXHIBIT 20-17. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR RVS FOR ESTIMATING AVERAGE TRAVEL SPEED ON SPECIFIC UPGRADES**

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for RVs, $E_p$		
		Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.1	1.0	1.0
	0.8	1.2	1.0	1.0
	1.2	1.2	1.0	1.0
	1.6	1.3	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	4.8	1.5	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.3	1.0	1.0
	0.8	1.3	1.0	1.0
	1.2	1.3	1.0	1.0
	1.6	1.4	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	4.8	1.4	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.5	1.0	1.0
	2.4	1.5	1.0	1.0
	3.2	1.5	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.0	1.0
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.2	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.5	1.2
≥ 6.5	0.4	1.6	1.0	1.0
	0.8	1.6	1.0	1.0
	1.2	1.6	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.3	1.3
	≥ 6.4	1.6	1.5	1.4

**Tabla 31 EQUIVALENCIAS DE VEHÍCULO LIVIANO PARA ESTIMAR EL EFECTO DE CAMIONES QUE OPERAN CON VELOCIDADES DE MARCHA LENTA A LO LARGO DE UN ADELANTAMIENTO EN DESCENSO, SOBRE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO**  
**EXHIBIT 20-18. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR ESTIMATING THE EFFECT ON AVERAGE TRAVEL SPEED OF TRUCKS THAT OPERATE AT CRAWL SPEEDS ON LONG STEEP DOWNGRADES**

	Passenger-Car Equivalent for Trucks at Crawl Speeds, $E_{TC}$		
	Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)		
Difference Between FFS and Truck Crawl Speed (km/h)	0-300	> 300-600	> 600
≤ 20	4.4	2.8	1.4
40	14.3	9.6	5.7
≥ 60	34.1	23.1	13.0

- Cálculos iterativos

Como con el procedimiento de segmentos de dos sentidos, las ecuaciones 20-12 y 20-13 deben ser aplicadas iterativamente en algunas situaciones para determinar apropiados valores de  $V_d$  y  $V_o$ . Este proceso iterativo para segmentos direccionales es análogo para los segmentos de dos sentidos, pero con las siguientes diferencias:

Por segmentos extendidos en terreno plano y ondulado y para descensos específicos, la tasa de flujo direccional desde la Tabla 20 hasta la Tabla 23 es usado en lugar del análisis en dos sentidos; Para ascensos específicos desde la tabla 26 hasta la tabla 30 son usados en lugar de las tablas 20 a 23; y

Para descensos específicos con algunos camiones que viajan a velocidades bajas, la ecuación 20-14 es usada en cambio de la ecuación 20-4.

### 5.6.3 Determinación de la velocidad promedio de recorrido, $ATS_d$

La velocidad promedio de recorrido es estimada desde la velocidad a flujo libre, la demanda de tasa de flujo, la tasa de flujo opuesto, y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección del análisis. La velocidad promedio del recorrido entonces es estimada usando la ecuación 20-15.

$$ATS_d = FFS_d - 0.0125(V_d + V_o) - f_{np} \quad (20-15)$$

Donde

$ATS_d$  =Velocidad promedio de recorrido en la dirección de análisis (Km/h),

$FFS_d$  =Velocidad flujo libre en la dirección de análisis (km/h),

$V_d$  =Tasa de flujo equivalente a vehículos livianos para un periodo pico de 15 min. en la dirección de análisis (pc/h)

$V_o$  =Tasa de flujo equivalente para vehículo liviano para el pico de un periodo de 15 min. en la dirección opuesta (pc/h), determinado desde la ecuación 20-13; y,

$f_{np}$  =Ajuste para el porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis (ver tabla 32).

El término contenido  $V_d$  y  $V_o$  en la ecuación 20-15 representan la relación entre la velocidad promedio de recorrido y la tasa de flujo en la dirección analizada y en la opuesta presentada en el capítulo 12. El ajuste  $f_{np}$  cuenta para el efecto de porcentaje de las zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis. Como es mostrado en la tabla 32, este efecto es mayor cuando la tasa

de flujo opuesta es baja, cuando la tasa de flujo opuesta incrementa, el efecto disminuye a cero, desde las zonas de adelantamiento y no adelantamiento llegando a ser irrelevante si el flujo opuesto no permite la oportunidad de adelantamiento.

Tabla 32 AJUSTE A LA VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE POR PORCENTAJES DE ZONA DE NO ADELANTAMIENTO EN SEGMENTOS DIRECCIONALES

EXHIBIT 20-19. ADJUSTMENT ( $f_{np}$ ) TO AVERAGE TRAVEL SPEED FOR PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES IN DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, $v_0$ (pc/h)	No-Passing Zones (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤ 100	1.7	3.5	4.5	4.8	5.0
200	3.5	5.3	6.2	6.5	6.8
400	2.6	3.7	4.4	4.5	4.7
600	2.2	2.4	2.8	3.1	3.3
800	1.1	1.6	2.0	2.2	2.4
1000	1.0	1.3	1.7	1.8	1.9
1200	0.9	1.3	1.5	1.6	1.7
1400	0.9	1.2	1.4	1.4	1.5
≥ 1600	0.9	1.1	1.2	1.2	1.3
FFS = 100 km/h					
≤ 100	1.2	2.7	4.0	4.5	4.7
200	3.0	4.6	5.9	6.4	6.7
400	2.3	3.3	4.1	4.4	4.6
600	1.8	2.1	2.6	3.0	3.2
800	0.9	1.4	1.8	2.1	2.3
1000	0.9	1.1	1.5	1.7	1.9
1200	0.8	1.1	1.4	1.5	1.7
1400	0.8	1.0	1.3	1.3	1.4
≥ 1600	0.8	1.0	1.1	1.1	1.2
FFS = 90 km/h					
≤ 100	0.8	1.9	3.6	4.2	4.4
200	2.4	3.9	5.6	6.3	6.6
400	2.1	3.0	3.8	4.3	4.5
600	1.4	1.8	2.5	2.9	3.1
800	0.8	1.1	1.7	2.0	2.2
1000	0.8	0.9	1.3	1.5	1.8
1200	0.8	0.9	1.2	1.4	1.6
1400	0.8	0.9	1.1	1.2	1.4
≥ 1600	0.8	0.8	0.9	0.9	1.1
FFS = 80 km/h					
≤ 100	0.3	1.1	3.1	3.9	4.1
200	1.9	3.2	5.3	6.2	6.5
400	1.8	2.6	3.5	4.2	4.4
600	1.0	1.5	2.3	2.8	3.0
800	0.6	0.9	1.5	1.9	2.1
1000	0.6	0.7	1.1	1.4	1.8
1200	0.6	0.7	1.1	1.3	1.6
1400	0.6	0.7	1.0	1.1	1.3
≥ 1600	0.6	0.7	0.8	0.8	1.0
FFS = 70 km/h					
≤ 100	0.1	0.6	2.7	3.6	3.8
200	1.5	2.6	5.0	6.1	6.4
400	1.5	0.8	3.2	4.1	4.3
600	0.7	0.5	2.1	2.7	2.9
800	0.5	0.5	1.3	1.8	2.0
1000	0.5	0.5	1.0	1.3	1.8
1200	0.5	0.5	1.0	1.2	1.6
1400	0.5	0.5	1.0	1.0	1.2
≥ 1600	0.5	0.5	0.7	0.7	0.9

#### 5.6.4 Determinación del Porcentaje de demora en tiempo. $PTSF_d$

El porcentaje de demora en tiempo es estimado desde la tasa de demanda de flujo, la tasa de flujo opuesto y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis. El porcentaje de demora en tiempo es estimado usando la ecuación 20-16.

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np} \quad (20-16)$$

Donde

$PTSF_d$  = Porcentaje de demora en tiempo en la dirección de análisis,

$BPTSF_d$  = Base del porcentaje de demora en tiempo en la dirección analizada y

$f_{np}$  = Ajuste del porcentaje de las zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis. (tabla 33)

El  $PTSF_d$  para condiciones base, bajo volumen de tráfico actual en la dirección analizada en la ecuación 20-16 es estimada por la ecuación 20-17.

$$BPTSF_d = 100 (1 - e^{-aV_{pd}^b}) \quad (20-17)$$

Los valores de los coeficientes a y b de la ecuación 20-17 son determinados desde la tasa de flujo en la dirección opuesta del recorrido, tal como se muestra en el tabla 34.

El ajuste  $f_{np}$  en la ecuación 20-16 cuenta para el efecto del porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis. Este efecto, mostrado en la tabla 33, es mayor cuando la tasa de flujo opuesto baja y es menor, cuando la tasa del flujo opuesto aumenta, las zonas de adelantamiento y no adelantamiento llegan a ser irrelevantes si la tasa de flujo opuesto es alta dado que allí no hay oportunidad de adelantamiento.

#### 5.6.5 Determinación de los niveles de servicio, LOS

El primer paso en la determinación del Nivel de servicio es comparar la tasa de flujo equivalente de vehículo - liviano ( $V_d$ ) con la capacidad del carril de 1700 pc/h. Si  $V_d$  es mayor que la capacidad, entonces el camino es sobresaturado y el nivel de servicio es F. En el nivel de servicio F, el porcentaje de demora en tiempo es cercano a 100% y las velocidades son altamente variables y difíciles de estimar.

Para un segmento de una facilidad clase I con demanda menor que la capacidad, el Nivel de servicio es determinado por el punto de localización correspondiente para el porcentaje estimado de demora en tiempo y el promedio de velocidad de recorrido en la figura 5. Para un segmento sobre una facilidad clase II con la demanda menor que la capacidad, el Nivel de servicios es determinado, comparando el porcentaje direccional de tiempo en seguimiento y el criterio mostrado en la Tabla 17. Los resultados reportados del análisis deben incluir los niveles de servicio y los valores estimados para el porcentaje de demora en tiempo y el promedio de velocidad de recorrido. Aunque el promedio de velocidad de recorrido no es considerado en la determinación de los niveles de servicio para las vías clase II, la velocidad promedio de recorrido estimada puede ser útil en la evaluación de la calidad del servicio de las facilidades de la carretera de dos carriles, de la red de carreteras, o el sistema del cual el segmento de la vía forma parte.

#### 5.6.6 Otras medidas del tráfico

Otras medidas del tráfico incluyen la relación v/c, el recorrido total, y el tiempo total de recorrido, pueden ser determinadas a partir de las ecuaciones 20-8 hasta la 20-11, pero usando volúmenes direccionales, tasas de flujo, y velocidades, más que sus equivalentes de dos sentidos.

**Tabla 33 AJUSTE AL PORCENTAJE DE TIEMPO DE SEGUIMIENTO POR ZONAS DE NO PASO EN SEGMENTOS DIRECCIONALES**

EXHIBIT 20-20. ADJUSTMENT ( $f_{np}$ ) TO PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING FOR PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES IN DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, $v_0$ (pc/h)	No-Passing Zones (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤ 100	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
200	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
400	9.0	12.3	14.1	14.4	15.4
600	5.3	7.7	9.2	9.7	10.4
800	3.0	4.6	5.7	6.2	6.7
1000	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
1200	1.3	2.0	2.6	2.9	3.1
1400	0.9	1.4	1.7	1.9	2.1
≥ 1600	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
FFS = 100 km/h					
≤ 100	8.4	14.9	20.9	22.8	26.6
200	11.5	18.2	24.1	26.2	29.7
400	8.6	12.1	14.8	15.9	18.1
600	5.1	7.5	9.6	10.6	12.1
800	2.8	4.5	5.9	6.7	7.7
1000	1.6	2.8	3.7	4.3	4.9
1200	1.2	1.9	2.6	3.0	3.4
1400	0.8	1.3	1.7	2.0	2.3
≥ 1600	0.6	0.9	1.1	1.2	1.5
FFS = 90 km/h					
≤ 100	6.7	12.7	21.7	24.5	31.3
200	10.5	17.5	25.4	28.6	34.7
400	8.3	11.8	15.5	17.5	20.7
600	4.9	7.3	10.0	11.5	13.9
800	2.7	4.3	6.1	7.2	8.8
1000	1.5	2.7	3.8	4.5	5.4
1200	1.0	1.8	2.6	3.1	3.8
1400	0.7	1.2	1.7	2.0	2.4
≥ 1600	0.6	0.9	1.2	1.3	1.5
FFS = 80 km/h					
≤ 100	5.0	10.4	22.4	26.3	36.1
200	9.6	16.7	26.8	31.0	39.6
400	7.9	11.6	16.2	19.0	23.4
600	4.7	7.1	10.4	12.4	15.6
800	2.5	4.2	6.3	7.7	9.8
1000	1.3	2.6	3.8	4.7	5.9
1200	0.9	1.7	2.6	3.2	4.1
1400	0.6	1.1	1.7	2.1	2.6
≥ 1600	0.5	0.9	1.2	1.3	1.6
FFS = 70 km/h					
≤ 100	3.7	8.5	23.2	28.2	41.6
200	8.7	16.0	28.2	33.6	45.2
400	7.5	11.4	16.9	20.7	26.4
600	4.5	6.9	10.8	13.4	17.6
800	2.3	4.1	6.5	8.2	11.0
1000	1.2	2.5	3.8	4.9	6.4

**Tabla 34 VALORES DE COEFICIENTE USADO EN PARA ESTIMAR DE PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO PARA SEGMENTOS DIRECCIONALES**

EXHIBIT 20-21. VALUES OF COEFFICIENTS USED IN ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING FOR DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, $v_0$ (pc/h)	a	b
≤ 200	-0.013	0.668
400	-0.057	0.479
600	-0.100	0.413
800	-0.173	0.349
1000	-0.320	0.276
1200	-0.430	0.242
1400	-0.522	0.225
≥ 1600	-0.665	0.199

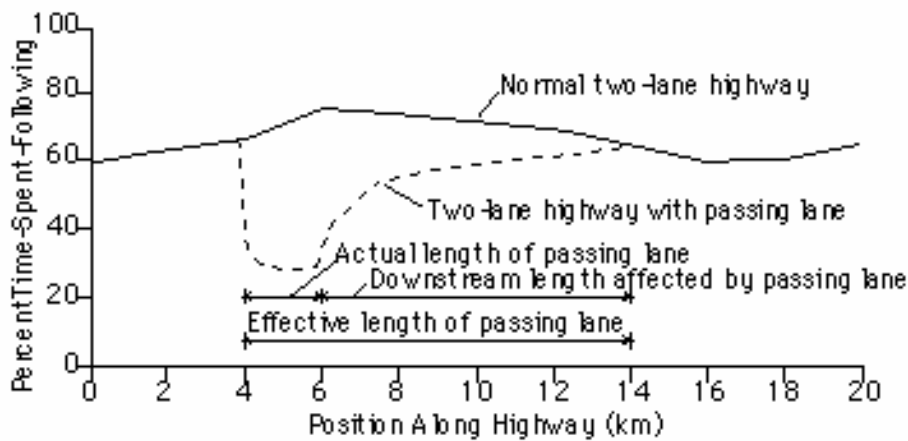
### 5.7 SEGMENTO DIRECCIONAL CON CARRILES DE ADELANTAMIENTO

Proveer un carril de adelantamiento a una vía de dos carriles en terreno plano u ondulado, tienen efecto sobre el nivel de servicio; un procedimiento de análisis operacional permite que este efecto sea calculado. Este procedimiento, sin embargo, no trata la adición de carriles en terreno montañoso o sobre ascensos específicos, los cuales son conocidos como carriles de ascenso. Un procedimiento de análisis operacional separado para carriles de ascenso es presentado después en este capítulo.

La figura 5, ilustra el efecto operacional de un carril de adelantamiento sobre el porcentaje de demora en tiempo. La gráfica muestra que la adecuación de un carril de adelantamiento proporciona beneficios operacionales para algunas distancias corriente abajo ( $L_{de}$ ), de tráfico antes de que el porcentaje de demora por seguimiento retorne a sus niveles normales. Así como, la longitud efectiva de un carril de adelantamiento es mayor que su actual longitud.

Figura .5 EFECTO OPERACIONAL DE UN CARRIL DE ADELANTAMIENTO SOBRE EL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO

EXHIBIT 20-22. OPERATIONAL EFFECT OF A PASSING LANE ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING



La tabla 35: muestra como la tasa de flujo de tráfico sobre una longitud corriente abajo ( $L_{de}$ ), de una carretera de dos carriles se beneficia con un carril de adelantamiento, en términos de porcentajes de demora en tiempo y de velocidad promedio de recorrido.

Tabla 35 LONGITUD CORRIENTE ABAJO  $L_{de}$ , AFECTADA, DE LA VÍA, POR CARRILES DE ADELANTAMIENTO EN SEGMENTOS DIRECCIONALES, PARA TERRENO PLANO Y ONDULADO

EXHIBIT 20-23. DOWNSTREAM LENGTH OF ROADWAY AFFECTED BY PASSING LANES ON DIRECTIONAL SEGMENTS IN LEVEL AND ROLLING TERRAIN

Directional Flow Rate (pc/h)	Downstream Length of Roadway Affected, $L_{de}$ (km)	
	Percent Time-Spent-Following	Average Travel Speed
≤ 200	20.9	2.8
400	13.0	2.8
700	9.1	2.8
≥ 1000	5.8	2.8

El análisis operacional presentado aquí para carriles de adelantamiento en terreno plano y

ondulado son aplicables a segmentos direccionales de vías de dos carriles, que incluye el carril total de adelantamiento. Las secciones de carreteras de dos carriles corrientes arriba y abajo del carril de adelantamiento también deben ser incluidas. Cuanto más sea posible, el segmento direccional debe incluir no solo el carril de adelantamiento sino también su longitud completa, efectiva corriente abajo, como esta indicado en la tabla 35. Hay procedimientos especiales para segmentos Direccionales que incluye solo parte de la longitud corriente abajo efectiva del carril de adelantamiento (ej.: cuando el segmento debe finalizar por la proximidad de un pequeño pueblo o debido a un cambio en la demanda de volumen). Los efectos que proporcionan otros carriles de adelantamiento en la misma dirección de recorrido dentro de una longitud efectiva del primer carril de adelantamiento son complejos para evaluar. En tales situaciones, se recomienda una evaluación con un modelo de simulación de tráfico. El procedimiento de análisis operacional para carril de adelantamiento en terreno plano u ondulado es descrito enseguida.

## **5.8 ANÁLISIS DEL SEGMENTO DIRECCIONAL CON UN CARRIL DE ADELANTAMIENTO**

El primer paso para un análisis operacional para un carril de adelantamiento es aplicar el procedimiento de segmento direccional en terrenos plano u ondulado para la sección normal sin carril de adelantamiento. El dato requerido es el volumen de demanda en la dirección del análisis, el volumen de demanda en la dirección opuesta, la mezcla de vehículos, el ancho del carril, el ancho del berma, y el porcentaje de zonas de no adelantamiento. El resultado es el porcentaje de tiempo en seguimiento y la velocidad promedio de recorrido para una sección normal transversal de dos carriles.

### **5.8.1 *Dividiendo el Segmento en regiones***

El siguiente paso es dividir el segmento de análisis en cuatro regiones. Estas regiones son:

- Corriente aguas arriba del carril de adelantamiento, Lu.
- Carril de adelantamiento, Lpl.
- Corriente aguas abajo (abajo) del carril de adelantamiento, Lde, pero dentro de su longitud efectiva, y
- Corriente aguas abajo del carril de adelantamiento pero más allá de su longitud efectiva, Ld.

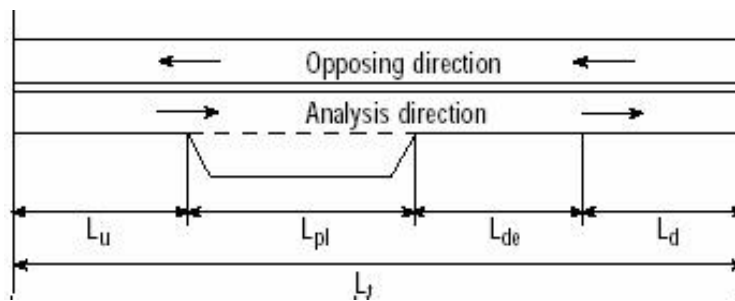
Estas cuatro longitudes se deben adicionar a la longitud total del segmento de análisis. El análisis de regiones y sus longitudes deben diferir en las estimaciones del porcentaje de tiempo en seguimiento y la velocidad promedio del recorrido, porque la longitud corriente abajo, Lde, para estas medidas difiere, como se muestra en la tabla 35.

La longitud del carril de adelantamiento, Lpl, usada en el análisis, puede ser o la longitud del carril de adelantamiento construida o la longitud planeada. La longitud del carril de adelantamiento debe incluir las longitudes del carril adicional y el carril de transición. El procedimiento de análisis es calibrado para los carriles de adelantamiento dentro de los rangos óptimos de longitud mostrados en el capítulo 12. Las longitudes de los carriles de adelantamiento substancialmente más largas o más cortas que el óptimo pueden proveer menores beneficios operacionales que los predichos por este procedimiento.

La longitud de segmentos de carretera de dos carriles convencionales aguas arriba del carril de adelantamiento Lu, es determinada por la actual o la planificada dentro del carril de adelantamiento en la sección de análisis. La longitud del segmento de carretera corriente abajo Lde, dentro de la longitud efectiva del carril de adelantamiento, estará determinada en la tabla 35. Cualquier longitud restante dentro del segmento de análisis aguas abajo del tráfico (downstream)

del carril de adelantamiento esta dada como  $L_d$ , como se muestra en la ecuación 20-18 y en la Figura 6.

Figura .6 LONGITUD TOTAL DEL SEGMENTO DE ANÁLISIS,  $L_t$ .



$$L_d = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de}) \quad (20-18)$$

Donde

$L_d$  =Longitud de la carretera de dos carriles corriente abajo del carril de adelantamiento y más allá de la longitud efectiva en km,

$L_t$  =Longitud total del segmento de análisis (Km),

$L_u$  =Longitud de la carretera de dos carriles corriente arriba del carril de adelantamiento en km,

$L_{pl}$  =Longitud del carril de adelantamiento incluyendo las transiciones (Km), y

$L_{de}$  =La longitud corriente abajo de la carretera de dos carriles dentro de una longitud efectiva del carril de adelantamiento (km) (tabla 35).

### 5.8.2 Determinación del Porcentaje de demora en tiempo, por seguimiento.

El porcentaje de demora en tiempo dentro de las longitudes  $L_u$  y  $L_d$  es asumido igual que el  $PTSF_d$ , como un predictor por el procedimiento de segmentos. Dentro del carril de adelantamiento el  $PTSF$  es generalmente igual al 58 a 62 por-ciento de su valor corriente arriba del tráfico. Este efecto varía como una función de la tasa de flujo direccional, como se muestra en la tabla 36. Dentro de la longitud corriente abajo de tráfico  $L_{de}$ , el porcentaje de demora en tiempo asumido para incrementar linealmente con la distancia del valor del carril de adelantamiento a su valor normal de tráfico corriente arriba. Así, el promedio del porcentaje de tiempo en seguimiento con el carril de adelantamiento, en el lugar, puede ser calculado usando la ecuación 20-19.

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF_d \left[ L_u + L_d + f_{pl} L_{pl} + \left( \frac{1 + f_{pl}}{2} \right) L_{de} \right]}{L_t} \quad (20-19)$$

Donde

$PTSF_{pl}$  =Porcentaje de demora en tiempo para el segmento completo incluyendo el carril de adelantamiento,

$PTSF_d$  =Porcentaje de demora en tiempo para el segmento completo sin el carril de adelantamiento ecuación 20-16, y

$f_{pl}$  =Factor para el efecto del carril de adelantamiento sobre el porcentaje de demora en tiempo (Tabla 36)

Las variaciones del  $PTSF$  son mostradas en el tabla 37.