



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS
CIVIL Y GEOMÁTICA

Análisis de Nivel de Servicio y Capacidad de Segmentos Básicos
de Autopistas, Segmentos Trenzados y Rampas de acuerdo al
Manual de Capacidad de Carreteras HCM2000 aplicando
MathCad

TESIS PROFESIONAL

Para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

Presenta:

JOSÉ MOZO SÁNCHEZ

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Francisco Javier Granados Villafuerte

Ciudad Universitaria, México D.F. Junio 2011





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



Señor
JOSÉ MOZO SÁNCHEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. FRANCISCO JAVIER GRANADOS VILLAFUERTE, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS DE NIVEL DE SERVICIO Y CAPACIDAD DE SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTAS, SEGMENTOS TRENZADOS Y RAMPAS DE ACUERDO AL MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS HCM2000 APLICANDO MATHCAD"

- INTRODUCCIÓN
- I. TEORÍA DEL FLUJO VEHICULAR
- II. MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS
- III. CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
- IV. METODOLOGÍAS
- V. MATHCAD
- VI. APLICACIÓN DEL PROGRAMA A LAS METODOLOGÍAS
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 4 de Abril del 2011.
EL PRESIDENTE



ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH*gar.

Agradecimientos:

A mis padres, quienes son fuente de inspiración para enfrentarse a los retos de la vida y mi ejemplo para salir adelante cada día,

A mis hermanos, por su incondicional apoyo y comprensión durante todo este tiempo,

A mis profesores y compañeros que contribuyeron a realizar esta meta y

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

...GRACIAS

Contenido

INTRODUCCIÓN	6
OBJETIVO	9
1 Teoría de Flujo Vehicular.....	10
1.1 Generalidades	11
1.2 Características del flujo vehicular	11
1.2.1 Conceptos fundamentales	11
1.2.2 Velocidad.....	12
1.2.3 Volumen o intensidad de tránsito.....	12
1.2.4 Factor de Hora Pico	13
1.2.5 Densidad.....	13
1.2.6 Variables relacionadas con el flujo.....	14
1.2.7 Variables relacionadas con la velocidad.....	15
1.2.8 Variables relacionadas con la densidad	15
1.2.9 Relación entre el flujo, la velocidad, la densidad, el intervalo y el espaciamiento...	17
1.3 Modelos básicos de flujo vehicular	18
1.3.1 Modelo lineal.....	20
1.4 Tipos de flujo de tráfico.....	26
1.4.1 Flujo Continuo	27
1.4.2 Flujo Discontinuo o Ininterrumpido	27
1.5 Diferencias entre los dos tipos de corriente:	28
1.6 Tipo de vehículo	28
2 Manual de Capacidad de Carreteras.....	30
2.1 Versiones 1950, 1965, 1985, 1994 y 2000	31
2.2 Principales características de la versión 2000 del HCM	32
2.3 Niveles de aplicación	36
2.4 Estructura del HCM 2000	37
2.5 Uso del HCM en México	37
2.6 Procedimientos computarizados.....	40



3	Capacidad y Nivel de Servicio.....	41
3.1	Capacidad	42
3.2	Nivel de Servicio	42
3.2.1	Niveles de Servicio.....	43
3.3	Condiciones prevaecientes.....	45
3.3.1	Condiciones de la infraestructura vial.....	45
3.3.2	Condiciones del tránsito.....	45
3.3.3	Condiciones de los controles.....	45
3.3.4	Condiciones base o ideales	45
3.4	Criterios de análisis de Capacidad y Niveles de Servicio	45
3.4.1	Criterios	45
3.4.2	Medidas de eficiencia para la definición de los Niveles de Servicio	48
4	Metodologías.....	49
4.1	Introducción	49
4.2	Segmentos Básicos de Autopistas	51
4.2.1	Términos de Capacidad de Autopistas	52
4.2.2	Características de flujo	52
4.2.3	Relaciones Velocidad - Flujo y Densidad – Flujo	53
4.2.4	Factores que afectan la Velocidad a Flujo Libre.....	55
4.2.5	Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis.....	58
4.2.6	Análisis operacional.....	59
4.2.7	Niveles de Servicio.....	61
4.2.8	Determinación de la velocidad a flujo libre (FFS).....	62
4.2.9	Determinación de la tasa de flujo V_p	65
4.2.10	Determinación del Nivel de Servicio	67
4.3	Trenzado de Autopistas.....	70
4.3.1	Configuración de trenzado	71
4.3.2	Longitud del trenzado	75
4.3.3	Ancho de trenzado	76
4.3.4	Alcance de la metodología	76
4.3.5	Componentes de la metodología	76
4.3.6	Nivel de Servicio	79
4.3.7	Parámetros de los segmentos trezados	79



4.3.8	Determinación de la tasa de flujo	81
4.3.9	Diagrama del segmento trenzado	81
4.3.10	Configuración del segmento trenzado	82
4.3.11	Determinación de las velocidades de trenzado y no trenzado	82
4.3.12	Determinación del tipo de operación	85
4.3.13	Determinación de la velocidad del segmento trenzado	87
4.3.14	Determinación de la densidad	87
4.3.15	Determinación de la Capacidad del segmento trenzado	87
4.4	Rampas	91
4.4.1	Componentes de la rampa	91
4.4.2	Características operacionales.....	91
4.4.3	Parámetros importantes en la operación de rampas	93
4.4.4	Capacidad de zonas de unión y separación	93
4.4.5	Nivel de Servicio	95
4.4.6	Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis.....	95
4.4.7	Alcance de la metodología	96
4.4.8	Metodología (Rampas)	96
4.4.9	Rampa de autopistas.....	99
4.4.10	Nivel de Servicio	100
4.4.11	Áreas de influencia de unión.....	100
4.4.12	Áreas de influencia de separación	108
4.4.13	Determinación de la velocidad en el área de influencia de la rampa	116
5	MathCad.....	120
	120
5.1	Introducción	120
5.2	MathCad 14.....	121
5.3	¿Qué es MathCad?	121
5.4	Creación de la automatización.....	122
5.4.1	Scripts	123
5.5	Estructura de la automatización	124
5.6	Automatización de las metodologías	127
6	Aplicación de la automatización a las Metodologías	134
6.1	Introducción	134



6.2	Segmentos Básicos de Autopistas	135
6.2.1	Análisis de operación. Problema de ejemplo 1	135
6.2.2	Análisis de Operación. Adaptación del Índice de Rugosidad Internacional a la metodología para Segmentos Básicos de Autopistas del HCM2000.	139
6.2.3	Análisis de diseño. Problema de ejemplo 2	144
6.3	Segmentos de autopista trenzados	148
6.3.1	Análisis de operación.	148
6.4	Rampas	154
6.4.1	Análisis de operación.	154
	CONCLUSIONES	159
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162
	ANEXOS	163
	ANEXO 1 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTA.....	163
	ANEXO 2 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA TRENZADOS DE AUTOPISTAS.....	166
	ANEXO 3 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA RAMPAS.....	179





A través de los años el ser humano ha pretendido mejorar su calidad de vida lo que lo ha llevado entre otras cosas, a facilitar y/o a hacer más seguras las labores de la vida cotidiana, muestra de ello fue la creación de la máquina con lo que se dio un gran paso en la era tecnológica y que a su vez detonó la revolución industrial, que si bien no mejoró las condiciones de vida de la población en ese momento, logró impregnar al ser humano la necesidad de realizar experimentos para aprender más sobre la naturaleza, los materiales y el comportamiento del ser humano desarrollando así prácticamente todas las ciencias. A partir de este desarrollo es como se ha incrementado la calidad de vida del ser humano, pues es con ayuda de las ciencias que se logran resolver problemas en beneficio de la humanidad.

Uno de los resultados de la necesidad del ser humano por mejorar en diversos aspectos es el nacimiento de las ingenierías, que son la aplicación de un conjunto de ciencias que le han permitido al hombre generar técnicas y métodos para la creación y la mejora de tecnologías e infraestructura que propician la prosperidad de las condiciones de vida de la población. Puesto que la infraestructura juega un papel fundamental en el desarrollo de una nación, es de vital importancia enfatizar en la necesidad de generar más instalaciones y de mejor calidad para garantizar en alguna medida el crecimiento de un país. Es por ello que desde hace ya varios años en algunos países se han dado a la tarea de realizar investigaciones que proporcionan parámetros para determinar las condiciones de operación y de planeación para determinado tipo de infraestructura y en lo que atañe a esta tesis, la *infraestructura vial*.

La infraestructura del sistema vial es uno de los patrimonios más valiosos con el que cuenta cualquier país, por lo que su magnitud y calidad representa uno de los indicadores del grado de desarrollo del mismo. En los últimos años, con el aumento cada vez mayor del parque vehicular, la circulación en las calles y carreteras se ha tornado más compleja, motivo por el cual, cobra gran importancia la realización de análisis operacionales más detallados de los sistemas viales, donde es precisamente la *INGENIERÍA DE TRÁNSITO*, aquella rama de la ingeniería, la llamada a tratar estos aspectos.

Ingeniería de Tránsito

La Ingeniería de Tránsito es la aplicación de tecnología y de principios científicos para la planificación, diseño funcional, operación, y la gerencia de instalaciones para cualquier modo de transporte con el fin de proporcionar el movimiento seguro, rápido, cómodo, conveniente, económico y ambientalmente compatible, de la gente y de las mercancías.

El objetivo de esta tesis es automatizar los cálculos necesarios para realizar el análisis de Capacidad y Nivel de Servicio de instalaciones como son los *Segmentos Básicos de Autopistas*, los *Segmentos Trenzados* y las *Rampas* utilizando las metodologías desarrolladas por el *Consejo de*



Investigaciones del Transporte (The Transportation Research Board's –TRB's-) de los Estados Unidos de América.

Los parámetros y procedimientos de las metodologías desarrolladas por el Consejo de Investigaciones del Transporte proporcionan una base sistemática y consistente para evaluar la Capacidad y la calidad de Servicio de los elementos individuales fundamentales de los sistemas de transporte (por ejemplo, para varios tipos de infraestructura de transportes). Han sido desarrollados como resultado de un amplio conjunto de estudios de investigación realizados en los últimos cincuenta años. Reflejan la experiencia operativa de Norteamérica y puede que no sean fielmente representativos de las operaciones de la circulación de otras partes del mundo, sin embargo, como se muestra en esta tesis, es posible ajustar y calibrar los modelos presentados a las condiciones de lugares en los que las condiciones sean similares (siempre y cuando se disponga de información tomada en campo que represente las condiciones de operación reales del lugar).

Nótese que el Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (HCM2000) no da respuesta a los sistemas de distintas infraestructuras o a la movilidad general. Sin embargo, los resultados de estos análisis pueden ser utilizados como información para la valoración de distintos temas de sistemas muy amplios, tales como la gestión de la congestión.

Mi tesis cubre una explicación de los conceptos fundamentales para Análisis de Capacidad y Nivel de Servicio de tres tipos de instalaciones de flujo continuo como son: *Segmentos Básicos de Autopistas, Segmentos Trenzados y Rampas*, del cual se realizó una automatización en MathCad para cada tipo de instalación. A su vez se presentan los principios para poder aplicar las metodologías del *Manual de Capacidad de Carreteras* (HCM) de los Estados Unidos, también se muestra el análisis en forma manual, así como los casos en los que no es aplicable cada metodología. Mi tesis retoma los procedimientos de las metodologías del HCM2000 y automatiza los procesos en MathCad, simulando los cálculos que realiza el HCS (Programa de Capacidad de Carreteras), el cual consta de una sección de ingreso de datos y características de las instalaciones y otra en la que se presentan los resultados del análisis en forma simple y más legible, todo ello de tal forma que se asemeje a un programa comercial.

En el capítulo I, se presentan los conceptos y definiciones que son necesarios para los análisis de las metodologías antes mencionadas, este capítulo también presenta una breve introducción a la teoría de flujo vehicular y las bases sobre las cuales se han desarrollado las metodologías del Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos.

El capítulo II muestra el Manual de Capacidad de Carreteras desde sus orígenes y las versiones que se han desarrollado, las principales características de la versión 2000, los Niveles de aplicación y el uso de este Manual en México.

En el capítulo III, se desarrollan los conceptos de Capacidad y Nivel de Servicio, así como las características de cada Nivel de Servicio, a su vez se presentan las condiciones sobre las que se ha desarrollado la teoría de Capacidad y Nivel de Servicio.

El capítulo IV desglosa las bases sobre las que se han desarrollado las metodologías, así como los procedimientos a seguir para realizar el análisis de las instalaciones antes mencionadas; se



presentan los criterios y las ecuaciones para determinar las medidas de eficiencia y se presentan algunos términos de carreteras, así como las características de flujo vehicular.

En el capítulo V, aparece el software que se utilizó para automatizar las metodologías del Manual de Capacidad de Carreteras, siendo éste MathCad; en este capítulo también se presentan algunos aspectos sobre la programación de dichas metodologías en MathCad, como son el uso de *scripts* y el uso de MathCad como herramienta de cálculo.

El capítulo VI muestra la aplicación de la automatización, se realiza el análisis de forma manual y utilizando la automatización desarrollada en MathCad en donde es posible hacer la comparación de los resultados obtenidos.

Por último, se presentan apéndices para las metodologías de cada tipo de instalación en donde se profundizan algunos conceptos que facilitaran la comprensión de cada elemento a analizar.



OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es integrar las metodologías desarrolladas por el Consejo de investigación del Transporte (TRB) para Segmentos básicos, Segmentos Trenzados y Rampas, que son presentados en el Manual de Capacidad de Carreteras versión 2000 (HCM2000), en hojas de trabajo automatizadas en MathCad, con el fin de contar con una herramienta que facilite el análisis de las instalaciones ya mencionadas; si bien en la actualidad existe un software comercial (Highway Capacity Software - HCS) desarrollado por los mismos autores del HCM 2000, las hojas de trabajo desarrolladas en esta tesis en MathCad para automatizar las metodologías pretenden ser más flexibles, ya que es posible calibrar los procesos para determinar la Capacidad y el Nivel de Servicio y ajustarlos a las condiciones del lugar en donde se desea realizar dichos análisis.

Además, con el desarrollo de estas hojas de trabajo no será necesario recurrir a la obtención de una licencia comercial del software HCS o a la obtención del Software por otros medios.



1 Teoría de Flujo Vehicular

El tránsito vehicular (también llamado tráfico vehicular, o simplemente tráfico) es el fenómeno causado por el flujo de vehículos en una vía, calle o autopista. Antes de cualquier diseño geométrico de una vía se deben conocer las características del tránsito que va a ocupar esa carretera o calle.

Figura 1.1-1 Flujo vehicular



Fuente: Elaboración propia.



1.1 Generalidades

Mediante el análisis de los elementos de flujo vehicular se pueden entender las características y el comportamiento del tránsito, requisitos básicos para el planteamiento, proyecto y operación de carreteras, calles y sus obras complementarias dentro del sistema de transporte. Con la aplicación de las leyes de la física y las matemáticas, el análisis del flujo vehicular describe la forma como circulan los vehículos en cualquier tipo de vialidad, lo cual permite determinar el Nivel de eficiencia de la operación.

Uno de los resultados más útiles del análisis del flujo vehicular es el desarrollo de los modelos microscópicos y macroscópicos que relacionan sus diferentes variables como el volumen, la velocidad, la densidad, el intervalo y el espaciamiento. Estos modelos han sido la base del desarrollo del concepto de Capacidad y Niveles de Servicio aplicado a diferentes tipos de elementos viales.

El objetivo, al abordar el análisis del flujo vehicular, es dar a conocer algunas de las metodologías e investigaciones y sus aplicaciones más relevantes en este tema, con particular énfasis en los aspectos que relacionan las variables del flujo vehicular, la descripción probabilística o casual del flujo de tránsito, la distribución de los vehículos en una vialidad y las distribuciones estadísticas empleadas en proyecto y control de tránsito.

1.2 Características del flujo vehicular

Solo se tratará en este capítulo la descripción de las características básicas del flujo vehicular para las condiciones de operación en flujo continuo, dado que las condiciones correspondientes al flujo interrumpido no son consideradas en esta tesis.

1.2.1 Conceptos fundamentales

En esta sección se presenta una descripción de algunas de las características fundamentales del flujo vehicular, representadas en sus tres variables principales: el *flujo*, la *velocidad* y la *densidad*. Mediante la deducción de relaciones entre ellas, se puede determinar las características de la corriente de tránsito, y así predecir las consecuencias de diferentes opciones de operación o de proyecto. De igual manera, el conocimiento de estas tres variables reviste singular importancia, ya que éstas indican la calidad o Nivel de Servicio experimentado por los usuarios de cualquier sistema vial. A su vez, estas tres variables pueden ser expresadas en términos de otras, llamadas variables asociadas. El *volumen*, el *intervalo*, el *espaciamiento*, la *distancia* y el *tiempo*.

Las tres características principales que se pueden explicar matemáticamente son:

- ⇒ La velocidad
- ⇒ El volumen o intensidad de tránsito.
- ⇒ La densidad



Estas tres características principales de la teoría de flujo vehicular se describen a continuación.

1.2.2 Velocidad

La velocidad es definida como una razón de movimiento en distancia por unidad de tiempo, generalmente como kilómetros por hora (km/h). El HCM 2000 usa la velocidad promedio de viaje como la medida de velocidad, ya que es fácil de calcular observando cada vehículo dentro del tránsito y es la medida estadística más relevante en relación con otras variables.

1.2.2.1 Velocidad promedio de viaje

La velocidad promedio de viaje es una medida de tránsito basada en la observación del tiempo de viaje en una longitud dada de carretera. Se calcula como la longitud del segmento dividido entre el tiempo promedio de viaje de los vehículos que pasan por dicho segmento, incluyendo todos los tiempos de demoras por paradas.

La velocidad promedio de viaje se calcula dividiendo el largo de la carretera, sección o segmento bajo consideración entre el tiempo promedio de viaje de los vehículos que pasan por dicho segmento. La Ecuación 1.2-1 expresa la velocidad promedio de viaje.

Ecuación 1.2-1

$$S = \frac{L}{t_a}$$

Dónde:

- S = Velocidad promedio de viaje (km/h),
- L = Longitud del segmento de carretera (km), y
- t_a = Tiempo promedio de viaje en el segmento (h).

1.2.2.2 Velocidad a flujo libre

La velocidad de flujo libre (FFS por sus siglas en inglés, free flow speed) es la velocidad promedio de los vehículos en una carretera dada, medida bajo condiciones de un volumen bajo, cuando los conductores tienden a conducir a una velocidad alta sin restricciones de demoras.

1.2.3 Volumen o intensidad de tránsito

El volumen de tránsito es definido como el número de vehículos que pasan en un determinado punto durante un intervalo de tiempo. La unidad para el volumen es simplemente “vehículos” o “vehículos por unidad de tiempo”.

Un intervalo común de tiempo para el volumen es un día, descrito como vehículos por día. Los volúmenes diarios frecuentemente son usados como base para la planificación de las carreteras.



Para los análisis operacionales, se usan los volúmenes horarios, ya que el volumen varía considerablemente durante el curso de las 24 horas del día. La hora del día que tiene el volumen horario más alto es llamada “hora pico” (HP), u hora de máxima demanda (HMD).

1.2.4 Factor de Hora Pico

El factor de la hora pico (FHP) representa la variación en la circulación dentro de una hora. Las observaciones de la circulación indican constantemente que los volúmenes encontrados en el periodo de 15 minutos del pico dentro de una hora no se encuentran sostenidos a través de la hora completa. El uso del factor de la hora pico en la ecuación para determinar la tasa de flujo considera este fenómeno.

En vías multicarriles, los valores típicos del factor de hora pico, FHP varían entre 0.80 y 0.95. Un factor de hora pico bajo es característico de condiciones rurales.

Factores altos son condiciones típicas de entornos urbanos y suburbanos en condiciones de hora pico. Los datos del campo deben ser utilizados en lo posible para desarrollar el cálculo del factor de hora pico de condiciones locales.

El factor de hora pico es la relación entre el volumen horario de máxima demanda (VHMD) y el flujo máximo ($q_{\text{máx}}$), que se presenta en un periodo dado dentro de dicha hora como se aprecia en la Ecuación 1.2-2:

Ecuación 1.2-2

$$FHP = \frac{VHMD}{q_{\text{máx}} * N}$$

El factor de la hora de pico es un indicador de las características del flujo de tránsito en periodos máximos. Si este valor es igual a 1 significa uniformidad, en cambio valores muy pequeños indicarán concentraciones de flujos máximos.

1.2.5 Densidad

La densidad es el número de vehículos que ocupa cierta longitud dada de una carretera o carril y generalmente se expresa como vehículos por kilómetro (veh/km).

La densidad se puede calcular como se expresa en la Ecuación 1.2-3:

Ecuación 1.2-3

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

Dónde

- v = Razón de flujo (veh p/h),
- S = Velocidad promedio de viaje (km/h), y
- D = Densidad (veh p/km/carril).



La densidad es posiblemente el parámetro más importante en el tránsito, porque es la medida más directamente relacionada con la demanda de tránsito.

A continuación se verán los principales conceptos relacionados con las variables del flujo vehicular.

1.2.6 Variables relacionadas con el flujo

Las variables relacionadas con el flujo son la *tasa de flujo*, el *volumen*, el *intervalo simple* entre vehículos consecutivos y el *intervalo promedio* entre vehículos.

1) Tasa de flujo o flujo (q) y volumen (Q)

La *tasa de flujo*, q , es la frecuencia a la cual pasan los vehículos por un punto o sección transversal de un carril o calzada. La tasa de flujo es pues, el número de vehículos, N , que pasan durante un intervalo de tiempo específico, T , inferior a una hora, expresada en vehículos por minuto (veh/min) o vehículos por segundo (veh/s). No obstante, la tasa de flujo q , también puede ser expresada en vehículos por hora (veh/h), teniendo cuidado de su interpretación, pues no se trata del número de vehículos que efectivamente pasan durante una hora completa o *volumen* horario, Q . La tasa de flujo, q , se calcula entonces con la Ecuación 1.2-4:

Ecuación 1.2-4

$$q = \frac{N}{T}$$

2) Intervalo simple (h_i)

Es el intervalo de tiempo entre el paso de dos vehículos consecutivos, generalmente expresado en segundos y medido entre puntos homólogos del par de vehículos.

3) Intervalo promedio (\bar{h})

Es el promedio de todos los intervalos simples, h_i , existentes entre los diversos vehículos que circulan por una vialidad. Por tratarse de un promedio se expresa en segundos por vehículo (s/veh) y se calcula, de acuerdo a la Figura 1.2-1, mediante la Ecuación 1.2-5:

Ecuación 1.2-5

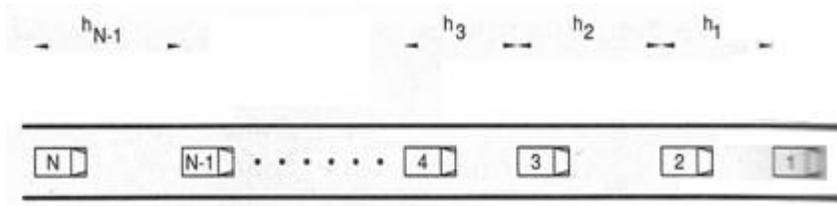
$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i}{N - 1}$$

Dónde:

- \bar{h} = Intervalo promedio (s/veh),
- N = Número de vehículos (veh),
- $N - 1$ = Número de intervalos (veh), y
- h_i = Intervalo simple entre el vehículo i y el vehículo $i + 1$



Figura 1.2-1 Intervalos entre vehículos



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

Obsérvese que las unidades del *intervalo promedio* \bar{h} (s/veh) son las unidades inversas de la tasa de flujo q (veh/s), por lo que también puede plantearse la Ecuación 1.2-6:

Ecuación 1.2-6

$$\bar{h} = \frac{1}{q}$$

1.2.7 Variables relacionadas con la velocidad

Las variables del flujo vehicular relacionadas con la velocidad son la *velocidad de punto*, la *velocidad instantánea*, la *velocidad media temporal*, la *velocidad media espacial*, la *velocidad de recorrido*, la *velocidad de marcha*, la *distancia de recorrido* y el *tiempo de recorrido*.

1.2.8 Variables relacionadas con la densidad

Las variables del flujo vehicular relacionadas con la densidad son la *densidad o concentración*, el *espaciamiento simple* entre vehículos consecutivos y el *espaciamiento promedio* entre varios vehículos.

1) Densidad o concentración (k)

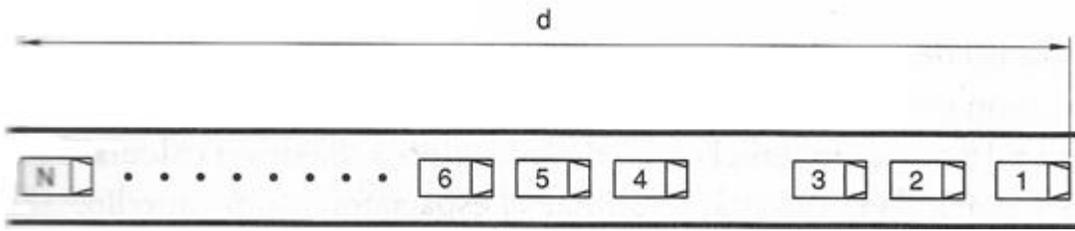
Es el número, N , de vehículos que ocupan una longitud específica, d , en una vialidad en un momento dado. Generalmente se expresa en vehículos por kilómetro (veh/km), ya sea referido a un carril o a todos los carriles de una calzada. Según la Figura 1.2-2 se calcula con la Ecuación 1.2-7:

Ecuación 1.2-7

$$k = \frac{N}{d}$$



Figura 1.2-2 Densidad o concentración



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).
 2) *Espaciamiento simple (s_i)*

Es la distancia entre el paso de dos vehículos consecutivos, usualmente expresada en metros y medida entre sus defensas traseras.

3) *Espaciamiento promedio (\bar{s})*

Es el promedio de todos los espaciamientos simples, s_i , existentes entre los diversos vehículos que circulan por una vialidad. Por tratarse de un promedio se expresa en metros por vehículo (m/veh) y se calcula, de acuerdo a la

Figura 1.2-3 mediante la Ecuación 1.2-8:

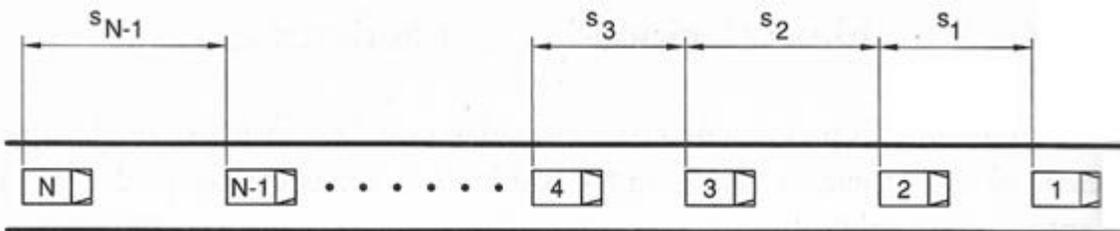
Ecuación 1.2-8

$$\bar{s} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} s_i}{N - 1}$$

Dónde:

- \bar{s} = Espaciamiento promedio (m/veh),
- N = Número de vehículos (veh),
- $N - 1$ = Número de espaciamientos (veh), y
- s_i = Espaciamiento simple entre el vehículo i y el vehículo $i + 1$.

Figura 1.2-3 Espaciamientos entre vehículos



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).



Obsérvese que las unidades del *espaciamiento promedio* \bar{s} (m/veh) son las unidades inversas de la *densidad* k (veh/m), por lo que también puede plantearse la Ecuación 1.2-9:

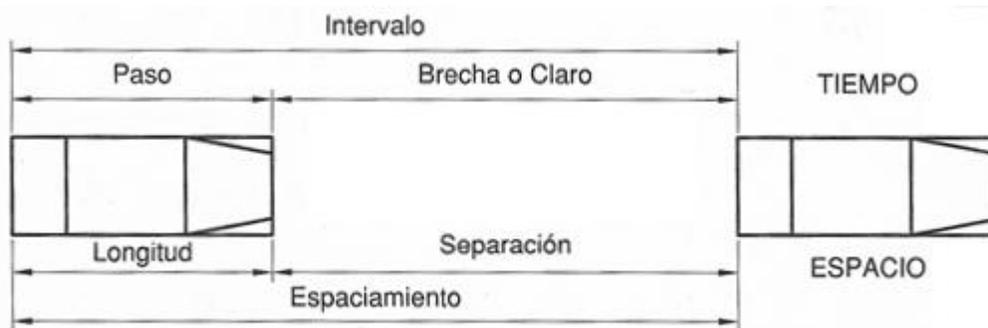
Ecuación 1.2-9

$$\bar{s} = \frac{1}{k}$$

1.2.9 Relación entre el flujo, la velocidad, la densidad, el intervalo y el espaciamiento

El esquema de la Figura 1.2-4 muestra un par de vehículos consecutivos a los cuales se les han asociado atributos tanto en el *tiempo* como en el *espacio*. Así, por ejemplo, el *paso* es el tiempo necesario para que el vehículo recorra su propia *longitud*, y la *brecha* o *claro* es el intervalo de tiempo libre disponible entre los dos vehículos, equivalente a la *separación* entre ellos medida desde la defensa trasera del primer vehículo hasta la defensa delantera del segundo vehículo, dividida por la *velocidad* (la del segundo vehículo o la del grupo de vehículos si todos ellos viajan a la misma velocidad).

Figura 1.2-4 Relaciones de tiempo y espacio entre vehículos



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

Con base en la Figura 1.2-4 y considerando un grupo vehicular que se mueve a *velocidad* (\bar{v}_e) aproximadamente constante, su *intervalo promedio* (\bar{h}) y *espaciamiento promedio* (\bar{s}) se pueden relacionar así en la Ecuación 1.2-10:

$$\text{Espaciamiento} = (\text{Velocidad})(\text{Tiempo})$$

Ecuación 1.2-10

$$\bar{s} = \bar{v}_e \bar{h}$$

Como se puede ver en la expresión anterior, para un grupo de vehículos, el intervalo promedio y el espaciamiento promedio se relacionan a través de la velocidad media espacial.

También, como cualquier otro fluido continuo, el flujo de la corriente de tránsito puede definirse en términos de sus tres variables principales: la *tasa de flujo* q , la *velocidad* v y la *densidad* k .



Por la Ecuación 1.2-6 y la Ecuación 1.2-9, se sabe que:

$$\bar{h} = \frac{1}{q}$$

$$\bar{s} = \frac{1}{k}$$

Reemplazando los dos valores anteriores en la Ecuación 1.2-10, queda:

$$\frac{1}{k} = \bar{v}_e \left(\frac{1}{q} \right)$$

De donde:

Ecuación 1.2-11

$$q = \bar{v}_e k$$

A la anterior correlación se le conoce como la *ecuación fundamental del flujo vehicular*, que en *forma general* se expresa como:

Ecuación 1.2-12

$$q = vk$$

Los resultados numéricos dados por la ecuación fundamental del flujo vehicular dependen del método de medición empleado para definir cada una de sus variables y de la forma de promediarlas, ya que, como es conocido, existen mediciones de tipo puntual, mediciones sobre distancias o tramos específicos y mediciones dentro de todo un sistema.

1.3 Modelos básicos de flujo vehicular

Los anteriores conceptos y relaciones fundamentales, constituyen el punto de partida para analizar aún más las características del flujo vehicular a través de sus *tres variables principales*: *flujo (q)*, *velocidad (v)* y *densidad (k)*, relacionadas mediante la *ecuación fundamental del flujo vehicular*, que como se demostró, su forma general es:

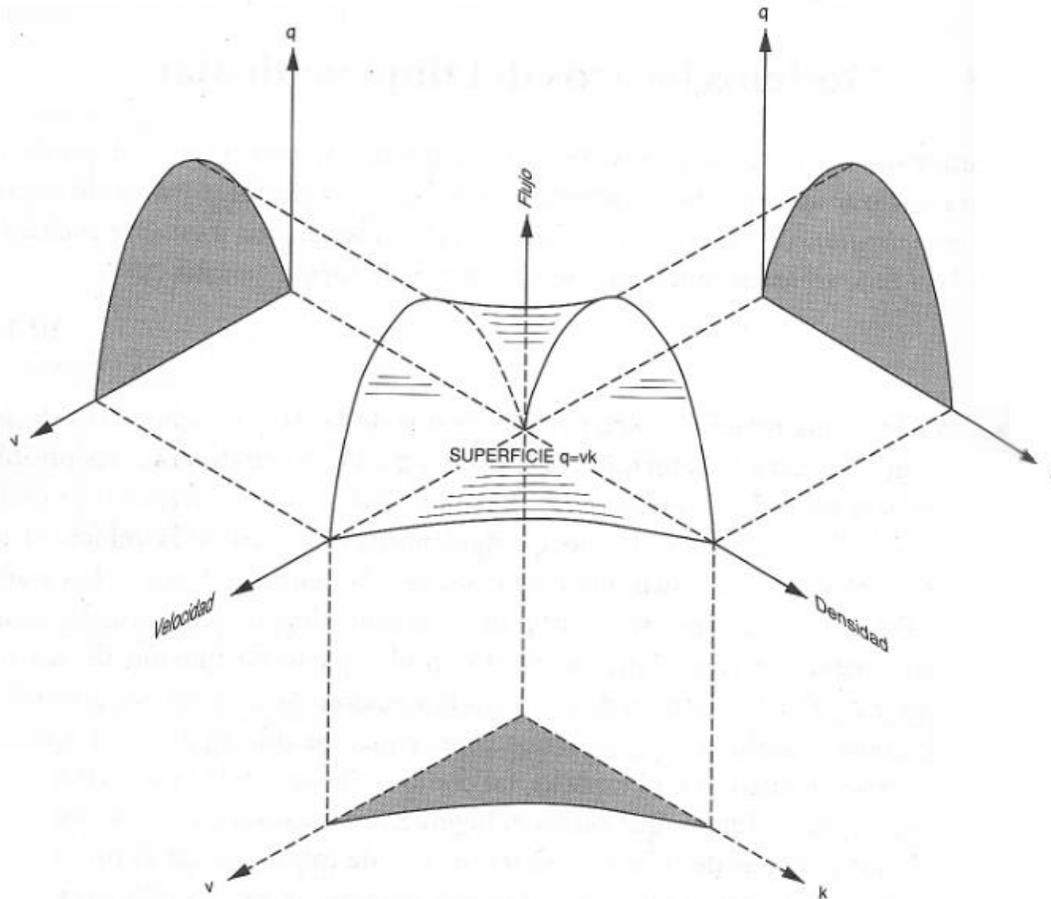
$$q = vk$$

Si se establece una relación entre cualquiera dos de las tres variables, la relación de estas dos con la tercera la determina la ecuación $q=vk$. Naturalmente, las posibles combinaciones son *velocidad-densidad (v, k)*, *flujo-densidad (q, k)* y *velocidad-flujo (v, q)*. La variable más fácil de medir es el flujo q , siguiéndole en su orden la velocidad v y la densidad k . por esta razón, usualmente se considera la densidad k como la variable dependiente. De todas maneras no existe una variable dependiente aislada, como tampoco existe cuando se representa un punto en el espacio en función de sus tres coordenadas (x, y, z) . Por lo tanto, es de gran ayuda visualizar la *ecuación fundamental del flujo*



vehicular, considerando la superficie que representa, cuando se grafica sobre ejes mutuamente perpendiculares en el espacio, tal como se ilustra en la Figura 1.3-1.

Figura 1.3-1 Relación fundamental del flujo vehicular



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

Uno de los objetivos finales que busca el ingeniero de tránsito es el de optimizar la operación de los sistemas de tránsito existentes y el de intervenir en el proyecto de sistemas viales futuros bastante eficientes. De esta manera, la *optimización* en tránsito indica la selección de las mejores condiciones de operación, sujeto a las habilidades del sistema o recursos y a las restricciones del usuario y del medio ambiente.

Las *medidas de efectividad*, que entran en el *objetivo* definido como una *función*, inherentes en el criterio de optimización, serán aquellas que se puedan expresar como una función de las variables de tránsito presentes en el problema, llamadas *variables de decisión*. La tarea es, desde luego, elegir valores para las variables de decisión o control que hagan óptima la función objetivo.

En los modelos *determinísticos*, los cuales otorgan un valor preciso para cada medida de efectividad definida al tomar ciertos valores específicos las variables de decisión, aplicados a problemas de tránsito, se supone que las relaciones funcionales entre las variables de entrada y

los parámetros que miden la efectividad son constantes. Esto es, solo ocurrirá un *valor* de la función objetivo para cualquier *conjunto dado de valores* de las variables de entrada.

En general los modelos del flujo vehicular se pueden clasificar en dos grandes clases: microscópicos y macroscópicos. Los *modelos microscópicos* consideran los espaciamientos y las velocidades individuales de los vehículos, con base en la teoría del seguimiento vehicular. Los *modelos macroscópicos* describen la operación vehicular en términos de sus variables de flujo, generalmente tomadas como promedios. A su vez, estos modelos del flujo vehicular son la base de la simulación microscópica y macroscópica.

Los esfuerzos en tratar de relacionar las diferentes parejas de las tres variables principales de flujo vehicular (q, v, k) se han basado en toma de datos y ajuste simple a curvas o regresión, en métodos deductivos a partir de condiciones límite o de frontera y en analogías físicas. Estas tres formas de aproximarse al fenómeno del tránsito, han dado como resultado el desarrollo de modelos macroscópicos, los cuales suponen un movimiento homogéneo o condiciones de *flujo estacionario* y describen las características generales o globales de la corriente vehicular. A continuación se analiza únicamente el **modelo lineal**, ya que es la parte que concierne a la tesis desarrollada.

1.3.1 Modelo lineal

B.D. Greenshields llevó a cabo una de las primeras investigaciones sobre el comportamiento del flujo vehicular, en la cual estudio la relación existente entre la velocidad y la densidad. Utilizando el conjunto de datos (k, v), para diferentes condiciones del tránsito, propuso una relación lineal entre la *velocidad* v y la *densidad* k , que mediante el ajuste por el método de mínimos cuadrados, según la Figura 1.3-2, se llega al *modelo lineal* siguiente:

Ecuación 1.3-1

$$\bar{v}_e = v_l - \left(\frac{v_l}{k_c}\right) k$$

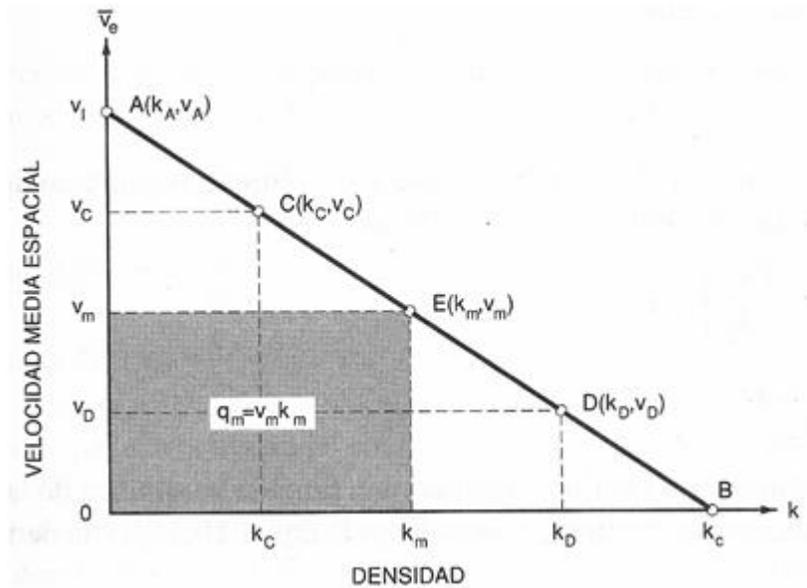
Dónde:

- \bar{v}_e = Velocidad media espacial (km/h),
- k = Densidad (veh/km/carril),
- v_l = Velocidad media espacial a flujo libre (km/h), y
- k_c = Densidad de congestión (veh/km/carril).

En general la velocidad disminuye a medida que aumenta la densidad, desde un valor máximo o velocidad a flujo libre v_l (punto A), hasta un valor mínimo $\bar{v}_e=0$ (punto B) donde la densidad alcanza su máximo valor o de congestión k_c .



Figura 1.3-2 Relación lineal entre la velocidad y la densidad



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

Obviamente, en la práctica, la densidad nunca toma el valor de cero, lo cual quiere decir que para que exista velocidad a flujo libre, debe presentarse al menos un vehículo sobre la calle o carretera circulando a esa velocidad. Bajo esta condición, la densidad es muy baja, tal que el vehículo o los pocos vehículos circulan libremente a la velocidad máxima o límite establecido por la vialidad. En el otro extremo, al presentarse congestión, los vehículos están detenidos uno tras de otro.

El flujo, q , se puede representar en el diagrama velocidad-densidad, a través de la ecuación fundamental $q=vk$, donde para cualquier punto sobre la recta de coordenadas (k, v) , el producto vk es el área de un rectángulo cuyo lado horizontal es la densidad k y cuyo lado vertical es la velocidad v . Así, por ejemplo, para los puntos C y D, los flujos asociados a las densidades y velocidades correspondientes son:

$$q_C = v_C k_C$$

$$q_D = v_D k_D$$

El rectángulo de área máxima corresponde al punto E, que está ubicado exactamente en la mitad de la recta. Su área, sombreada en la Figura 1.3-2, representa el *flujo máximo*, q_m , el cual se obtiene para los valores siguientes de v_m y k_m :

Ecuación 1.3-2

$$v_m = \frac{v_l}{2}$$



Ecuación 1.3-3

$$k_m = \frac{k_c}{2}$$

Por lo tanto, el flujo máximo es:

Ecuación 1.3-4

$$q_m = v_m k_m$$

O lo que es lo mismo:

Ecuación 1.3-5

$$q_m = \frac{v_l k_c}{4}$$

La relación entre el *flujo* q y la *densidad* k , se obtiene reemplazando la Ecuación 1.3-1 en la Ecuación 1.2-12 fundamental, así:

$$q = vk = \left[v_l - \left(\frac{v_l}{k_c} \right) k \right] k$$

Ecuación 1.3-6

$$q = v_l k - \left(\frac{v_l}{k_c} \right) k^2$$

Esta ecuación expresa al flujo q como una función parabólica de la densidad k . por lo tanto, la forma de la curva, mostrada en la Figura 1.3-3, es la de una parábola.

Por definición se requiere que cuando la densidad se aproxime a cero, el flujo también se aproxime a cero, lo cual representa condiciones de operación a flujo libre (punto A). Igualmente, cuando la densidad es la máxima, $k=k_c$, los vehículos se detienen uno tras otro, defensa delantera a defensa trasera, tal que no avanzan, $q=0$ (punto B).

Entre los dos extremos anteriores, existe una diversidad de condiciones de flujo vehicular, identificadas por los puntos C , D y E , reflejando éste último características de operación a flujo máximo o Capacidad, $q=q_m$.

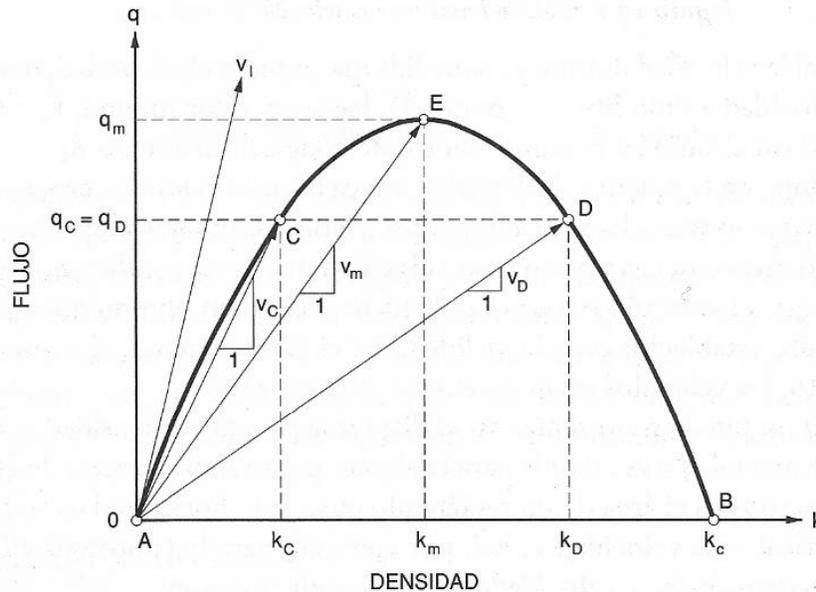
La velocidad, v , se puede también representar en el diagrama flujo-densidad, despejándola de la ecuación fundamental $q=vk$:

Ecuación 1.3-7

$$v = \frac{q}{k}$$



Figura 1.3-3 Relación parabólica entre el flujo y la densidad



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

La expresión anterior es la pendiente del vector dirigido desde el origen A a cualquier punto sobre la curva. Así, para los puntos C, D y E, se tiene:

$$\text{Pendiente de AC} = v_c = \frac{q_c}{k_c}$$

$$\text{Pendiente de AD} = v_D = \frac{q_D}{k_D}$$

$$\text{Pendiente de AE} = v_m = \frac{q_m}{k_m}$$

Obsérvese que a la densidad del congestionamiento, $k=k_c$ (punto B), la pendiente del vector AB es cero, indicando que no existe velocidad pues los vehículos están completamente detenidos o en congestionamiento total. En la medida en que el flujo q y la densidad k se aproximan a cero, el vector tiende a ser tangente a la curva y su pendiente representa la velocidad a flujo libre v_l . El valor de la velocidad a flujo libre depende del conductor, de las características de su vehículo, de las características geométricas de la vialidad, ancho de carriles, pendientes, distancias de visibilidad, etc. y de otros factores tales como la iluminación y el estado del tiempo.

La relación entre la velocidad y el flujo q , se obtiene despejando la densidad k de la Ecuación 1.3-1 y reemplazando su valor en la Ecuación 1.2-11, de la siguiente manera:

De la ecuación:

$$k = k_c - \left(\frac{k_c}{v_l}\right) \bar{v}_e$$

Reemplazando en la Ecuación 1.2-11:

$$\begin{aligned} q &= \bar{v}_e k = \bar{v}_e \left[k_c - \left(\frac{k_c}{v_l}\right) \bar{v}_e \right] \\ &= \bar{v}_e k_c - \left(\frac{k_c}{v_l}\right) (\bar{v}_e)^2 \end{aligned}$$

De donde:

Ecuación 1.3-8

$$\bar{v}_e = \frac{v_l}{2} \pm \frac{\sqrt{v_l^2 - 4\left(\frac{v_l}{k_c}\right)q}}{2}$$

Esta última expresión, representada en la Figura 1.3-4, indica que entre la velocidad y el flujo existe una relación parabólica, donde para un valor determinado del flujo ($q=q_c=q_D$), hay asociados dos valores de la velocidad (v_c y v_D). En la medida que el flujo q aumenta, desde el punto A a velocidad a flujo libre, la velocidad v progresivamente disminuye. De manera que si para una determinada vialidad, el flujo de entrada q (demanda) se aproxima a la Capacidad q_m (máxima oferta o Servicio), la dinámica del flujo vehicular puede causar que éste se reduzca por debajo de la Capacidad, con velocidades correspondientes a la porción inferior de la curva desde el punto E hasta el punto B, indicando que la operación ocurre a Nivel de congestión.

La densidad, k , se puede también representar en el diagrama velocidad-flujo, despejándola de la ecuación fundamental $q=vk$:

$$k = \frac{q}{v} = \frac{1}{\frac{v}{q}}$$

En la expresión anterior, la pendiente del vector dirigido desde el origen B a cualquier punto sobre la curva, es el inverso de la densidad en ese punto. Así, para los puntos C, D y E, se tiene:

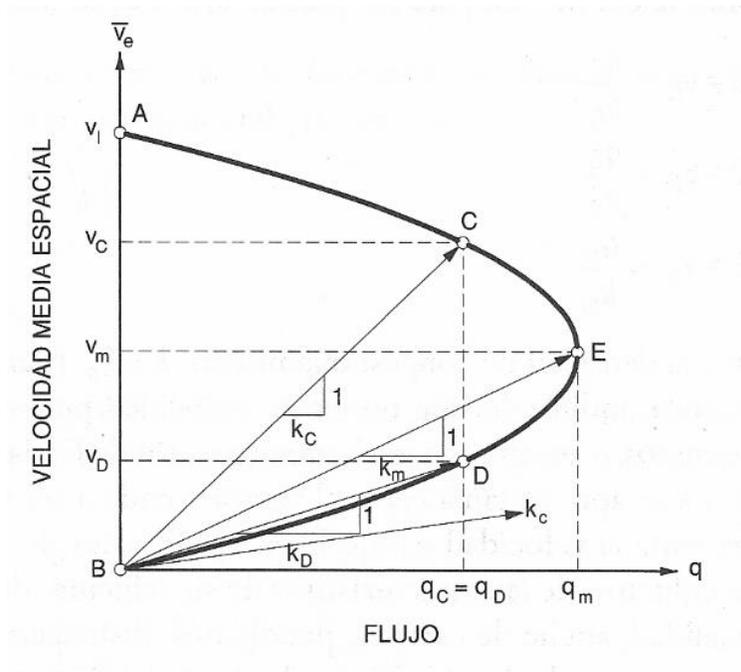
$$\text{Pendiente de BC} = \frac{1}{k_c} = \frac{v_c}{q_c}$$

$$\text{Pendiente de BD} = \frac{1}{k_D} = \frac{v_D}{q_D}$$

$$\text{Pendiente de BE} = \frac{1}{k_m} = \frac{v_m}{q_m}$$



Figura 1.3-4 Relación parabólica entre la velocidad y el flujo



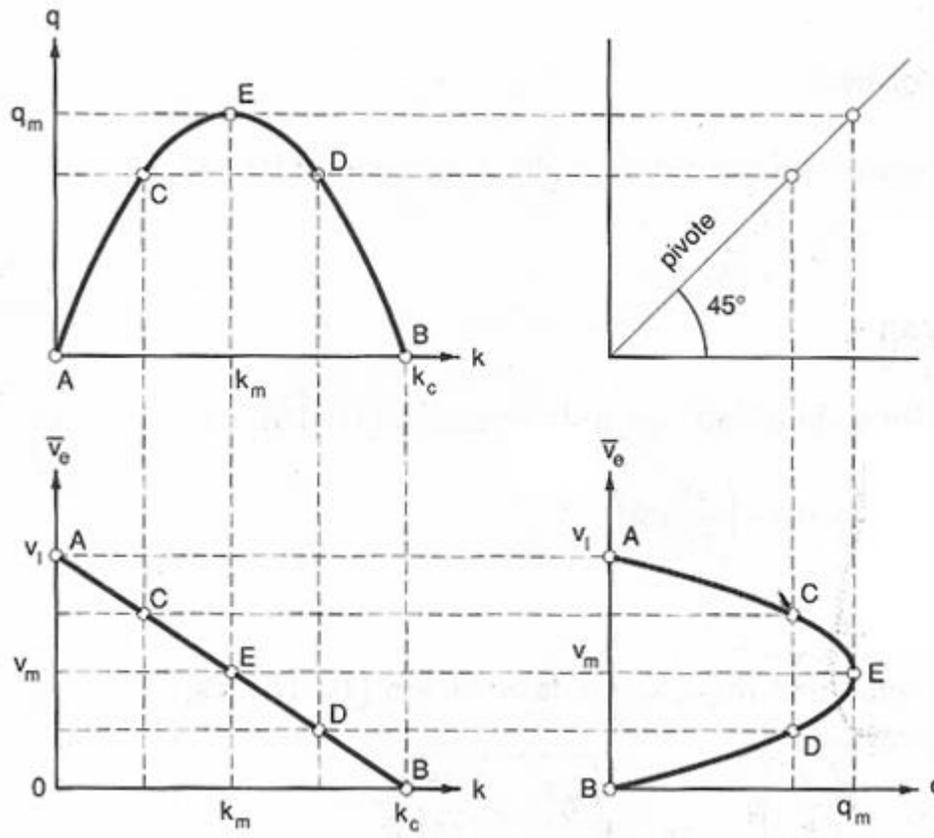
Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

Obsérvese que en los Niveles de congestión total, $q=0$ (punto B), la pendiente del vector en el punto B es casi cero, indicando que los vehículos están completamente detenidos, alcanzándose la densidad máxima o de congestión k_c . Por el contrario, a la velocidad a flujo libre, $v=v_l$ (punto A), la pendiente del vector BA tiende a infinito, indicando que la densidad tiende a cero, es decir, hay pocos vehículos circulando a flujo libre.

En la Figura 1.3-5 aparecen dibujadas las tres relaciones básicas en un solo diagrama fundamental, el cual permite ver la interrelación entre cada una de ellas. En la práctica cada una de ellas tiene su uso particular. Así, por ejemplo, la relación *velocidad-densidad* es el punto de partida de la mayoría de los modelos o enfoques teóricos del flujo vehicular, puesto que para un simple valor de la densidad existe un solo valor de la velocidad; esta situación no ocurre en los otros casos. La relación *flujo-densidad* es la base para el control de tránsito en autopistas, puesto que la densidad o concentración se puede expresar en términos del porcentaje de ocupación de tramos específicos en un momento dado. La relación *velocidad-flujo* es utilizada principalmente para identificar los Niveles de Servicio (velocidades) y los Niveles de productividad (flujos).



Figura 1.3-5 Diagrama fundamental del flujo vehicular



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

Finalmente, se puede observar que las regiones correspondientes a *flujos de tránsito no congestionados* están limitadas por:

$$0 \leq q \leq q_m$$

$$v_m \leq \bar{v}_e \leq v_l$$

$$0 \leq k \leq k_m$$

1.4 Tipos de flujo de tráfico

El Manual de Capacidad de Carreteras clasifica a los distintos tipos de caminos en dos categorías o tipos de operación del flujo vehicular:

- ⇒ Continuo y
- ⇒ Discontinuo

Los términos "flujo Continuo" y "flujo discontinuo" solo describen el tipo de camino y no la calidad del flujo de tránsito que en un determinado momento circula por el mismo. Así por ejemplo, una



autopista que, en un momento dado, experimenta un alto grado de congestión, sigue siendo un camino de flujo continuo pues las causas que originan esa congestión son internas de la corriente de tránsito.

Las autopistas y sus componentes operan bajo las más puras condiciones de flujo continuo ya que no solo en ellas no existen interrupciones fijas al tránsito, sino que además los accesos y egresos son controlados y limitados a las ubicaciones de las ramas de entrada y salida.

Los caminos multicarril y los de dos carriles también pueden operar bajo las condiciones de flujo continuo en tramos largos ubicados entre puntos en los cuales existen elementos de control que producen la interrupción de la corriente vehicular.

En el análisis de los caminos con flujo discontinuo debe tomarse en cuenta en el impacto de las interrupciones fijas. Así por ejemplo, un semáforo limita el tiempo disponible para los distintos movimientos del tránsito de la intersección en la cual están emplazados. En consecuencia la Capacidad queda limitada no solo por el espacio físico proporcionado por la intersección, sino también por el tiempo disponible para los distintos movimientos de la corriente de tránsito.

A continuación se presentan las definiciones para ambos tipos de flujo.

1.4.1 Flujo Continuo

Es aquel en que el vehículo que va transitando por la vía solo se ve obligado a detenerse por razones inherentes al tráfico. Es el tráfico de las carreteras. Los vehículos se detienen cuando ocurre un accidente, cuando llegan a un destino específico, paradas intermedias, etc.

Los caminos que poseen las características de flujo continuo no tienen elementos externos a la corriente del tránsito, tales como semáforos, que puedan interrumpir el mismo. Cuando se tiene un camino que opera en estas condiciones, las características de operación de los vehículos que por él circulan son el resultado de la intersección entre los vehículos existentes en la corriente de tránsito y entre los vehículos y las características geométricas y del medio ambiente en el cual se desarrolla el camino.

En otras palabras, el flujo continuo es la circulación de vehículos donde no existen intersecciones con semáforos o con señales de alto.

1.4.2 Flujo Discontinuo o Ininterrumpido

Es el característico de las calles, donde las interrupciones son frecuentes por cualquier motivo, siendo una de estas los controles de tránsito de las intersecciones como son los semáforos, los ceda el paso, etc.

Los caminos que poseen las características de flujo interrumpido poseen elementos fijos que pueden interrumpir la corriente vehicular. En esos elementos se incluyen los semáforos, las señales de alto y cualquier otro dispositivo de control del tránsito, cuya presencia origina la detención periódica de los vehículos (o la disminución significativa de su velocidad) independientemente de los volúmenes de tránsito existentes.



El flujo interrumpido es la circulación de vehículos en las carreteras donde existen intersecciones como semáforos o señales de alto y es utilizado para el tránsito urbano.

1.5 Diferencias entre los dos tipos de corriente:

Entre las principales diferencias entre los dos tipos de corriente se pueden señalar:

- ⇒ Procedimientos más complejos, debido a la dimensión de tiempo que participa en la asignación de espacio para el tráfico en corrientes conflictivas.
- ⇒ Medidas operacionales definidas como:
 - Volumen y /o tasa de flujo
 - Parámetros variables de paradas o señales de control.
 - Espacios disponibles en la corriente de tráfico conflictiva
 - Retardo en promedio de segundos por vehículo.

1.6 Tipo de vehículo

Las condiciones del flujo vehicular que influyen a la Capacidad y a los Niveles de Servicio involucran al tipo de vehículo y a la distribución de los vehículos entre carriles y por sentido. Los procedimientos de cálculo presuponen que los conductores están familiarizados con la vía por la cual circulan. La menor eficiencia en el uso de los caminos que se observa en los días de fin de semana o en las zonas de recreación, es atribuida principalmente a la falta de conocimientos específicos de las particularidades de los caminos, por parte de los usuarios no habituales.

La presencia de vehículos pesados, - esto es, vehículos distintos a los automóviles (que comprenden no solo a los automóviles, sino también a las pick-ups, las furgonetas, las vans) – en la corriente de tránsito afecta al número de vehículos que pueden ser servidos por la vía.

Los vehículos pesados afectan, en forma adversa, a la corriente vehicular de dos maneras:

- ⇒ Los vehículos pesados son más largos que los automóviles y por lo tanto ocupan un mayor espacio de calzada o de carril que estos últimos.
- ⇒ Los vehículos pesados como consecuencia de su baja relación potencia – peso, presentan pobres condiciones de operación, comparadas con la de los automóviles, particularmente en lo que al poder de aceleración y desaceleración se refiere, como así también a las posibilidades de mantener la velocidad en pendientes positivas.

La última de las características de los vehículos pesados mencionadas, resulta ser la más crítica, pues debido a que en muchos casos, cuando esos vehículos no pueden alcanzar y mantener la velocidad desarrollada por los automóviles, se forman largos espacios en la corriente vehicular que difícilmente pueden ser cubiertos mediante las maniobras de sobrepaso, produciéndose en consecuencia una deficiente utilización del camino.

Este efecto es fundamentalmente nocivo en pendientes pronunciadas, donde las diferencias en las condiciones de operación entre los automóviles y los vehículos pesados son más notables,



especialmente en aquellos caminos de dos carriles, en los cuales el sobrepaso debe efectuarse utilizando el carril destinado al tránsito que circula en sentido contrario.

Normalmente el tráfico se divide en tres grupos:

- ⇒ Motocicletas
- ⇒ Vehículos ligeros

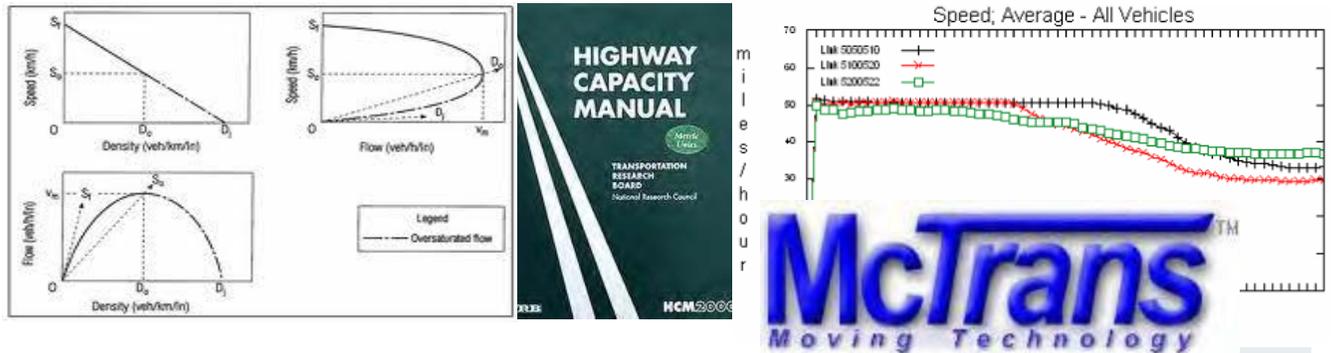
Los vehículos ligeros son todos aquellos vehículos de pasajeros de uso particular o arrendamiento con máximo cuatro ruedas en contacto con el pavimento.

- ⇒ Vehículos pesados

Los vehículos pesados son todos aquellos que tienen más de cuatro ruedas en contacto con el pavimento.



2 Manual de Capacidad de Carreteras



El Manual de Capacidad de Carreteras proporciona a los profesionales e investigadores un consistente sistema de técnicas para la evaluación de la calidad del Servicio que prestan a los usuarios los distintos tipos de caminos y calles. El Manual no establece criterios que tengan en cuenta la calidad del Servicio, adecuada o deseable, para las diferentes categorías de caminos. Esa decisión, la debe tomar el profesional a cargo del proyecto, dado que los objetivos del Manual son proveer una serie de métodos para evaluar los componentes del sistema de transporte, asegurando que los profesionales tengan un acceso a las últimas investigaciones sobre el tema.

La intención del Manual es la de proveer una base sistemática y consistente para el establecimiento de los valores estimados de la Capacidad y de los Niveles de Servicio del sistema de transporte terrestre.

Esos parámetros y procedimientos han sido establecidos a partir de un amplio número de estudios e investigaciones llevados a cabo durante los últimos cincuenta años y ellos reflejan condiciones promedio de circulación en los EE. UU. Por lo tanto, el uso del Manual debe tomarse con cuidado pues la mayoría de los datos de investigación, los valores por defecto y las aplicaciones, son particularmente para los EE. UU.

No obstante que los métodos presentados en el Manual requieren poner un énfasis adicional en la calibración de las ecuaciones de los procedimientos, a las condiciones locales, como así también reconocer las diferencias más importantes en la composición del tránsito, en las características de los conductores y condiciones de la geometría del camino y las medidas de control.



2.1 Versiones 1950, 1965, 1985, 1994 y 2000

Durante los años 1930 y 1940, 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 para proporcionar una Capacidad, en vehículos por hora, superior a los vehículos por hora que 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 estas. En Estados Unidos, la tarea de crear ese procedimiento fue acometida por el Bureau of Public Roads (que hoy se llama Federal Highway Administration), dirigida por Olav Koch Normann. El fruto de esa labor fue el primer Manual de Capacidad Vial estadounidense (Highway Capacity Manual o HCM), que vio la luz en 1950.

El HCM fue un éxito de librería y se tradujo a los principales idiomas del mundo, incluso el castellano. En 1965 la Highway Research Board de Estados Unidos (que hoy se llama Transportation Research Board o TRB), con el apoyo del Bureau of Public Roads, 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. Finalmente se proyectó una edición completamente nueva para el 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 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 Estados Unidos y de otros países industrializados. El comité dirige 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.

Junto con la preparación del HCM se elaboran programas informáticos que realizan automáticamente los procedimientos que se van plasmando en el HCM. Estos programas proceden de distintas fuentes, pero entre los más populares está el llamado HCS (Highway Capacity Software) que difunde el Centro McTrans de la Universidad de Florida en Estados Unidos.

Los programas HCS replican fielmente los procedimientos del HCM en una computadora y resuelven los problemas en una pequeña fracción del tiempo que requiere su solución manual utilizando los formatos y las tablas del HCM. Otra manera más precisa de estimar la Capacidad vial



y el Nivel de Servicio son los modelos de simulación microscópicos. 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 a quien los use comprender bien lo que está haciendo, como se observa en otra parte del Manual, relacionada con el uso de modelos y software especializados.

La Figura 2.1-1 es el menú principal del HCS2000

Figura 2.1-1 Menú principal del HCS



Fuente: Highway Capacity Software 2000 (HCS2000).

El HCM es un documento que contiene una serie de procedimientos basados en modelos analíticos calibrados con datos empíricos tomados en Estados Unidos y Canadá. En su conformación 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.

2.2 Principales características de la versión 2000 del HCM

La versión 2000, como todas las demás, sigue la filosofía original de Normann. Ante el problema de definir analíticamente el complejo fenómeno del tránsito vial, Normann optó por definir primero las condiciones más ideales que fuera posible o más bien, según la versión 2000, denominadas básicas (carriles de 3.6 m, rasante horizontal, alineamiento recto, ausencia de vehículos pesados, aplicando a ellas factores de corrección o ajuste que representaran cuanto se apartan las condiciones reales de las básicas. La pauta para definir las condiciones básicas fue el punto a partir del cual una mejora de cualquier naturaleza de esas condiciones no se refleja en el aumento de la Capacidad ni en la elevación del Nivel de Servicio.



La Capacidad en condiciones básicas se estima basándose en los volúmenes más altos observados en vías consideradas básicas (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 una autopista carril de y para toda la calzada de una autopista de dos carriles. En los accesos a intersecciones básicas controladas por semáforo se suponía un flujo de saturación de 1,500 veh/h de verde. Desde 1950 hasta hoy se ha ido incrementando el valor de esos volúmenes, alegándose como razón que los conductores son cada vez más experimentados. Hoy en día, por ejemplo, el flujo de saturación básica en accesos a intersecciones controladas por semáforo se encuentra en 1,900 autos/h.

En el HCM de 1965 se establecieron seis Niveles de Servicio para los distintos tipos de vías: A, B, C, D, E y F. En efecto, el HCM estima al 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 prolongan 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 F representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto excede la cantidad que puede pasar por él. En estos lugares se forman colas, y la operación se caracteriza por la existencia de ondas de parada y arranque, extremadamente inestables. B, C, D y E son Niveles intermedios ubicados en los regímenes de flujo libre o flujo restringido.

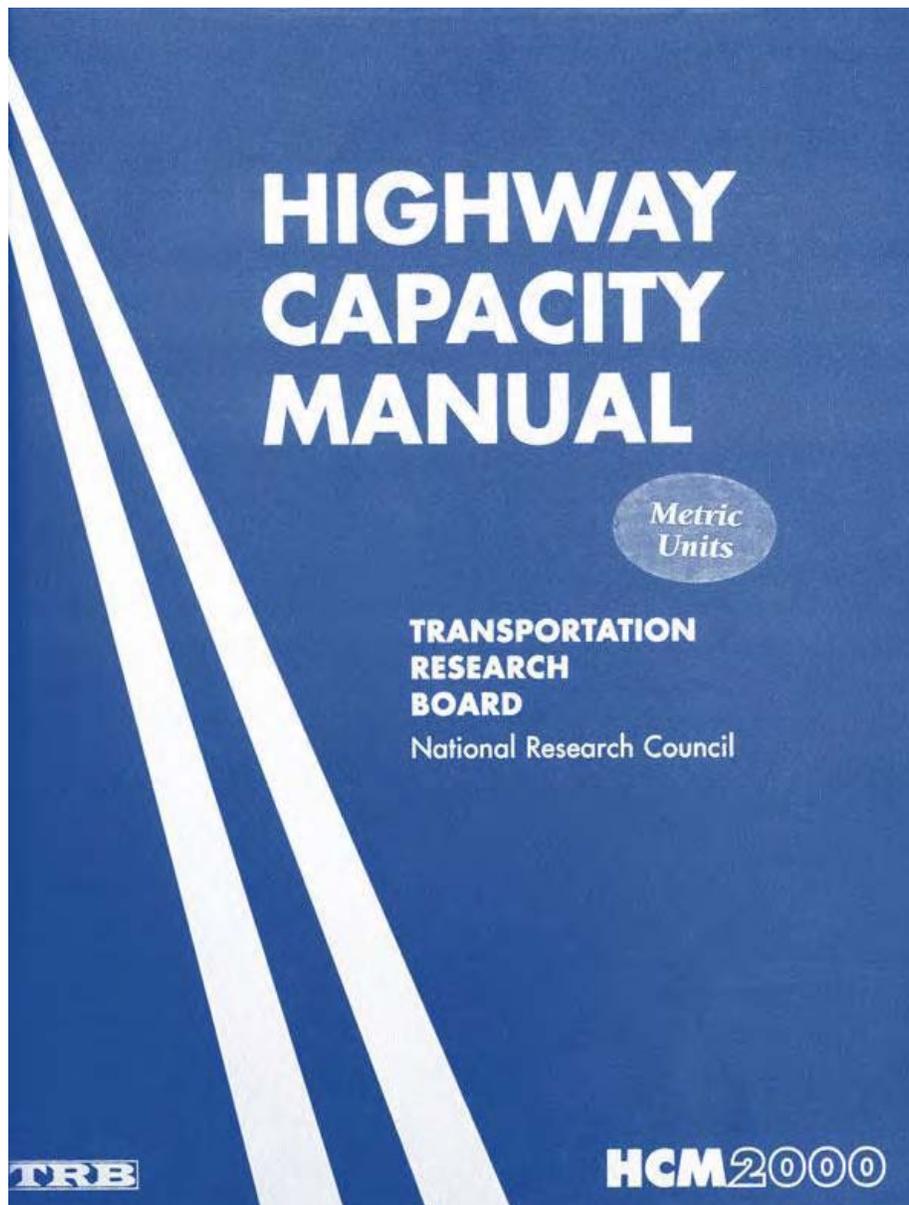
En vías de circulación discontinua no hay una correspondencia tan exacta entre los Niveles de Servicio y los regímenes de circulación, pues los vínculos entre la Capacidad y el Nivel de Servicio no son tan estrechos. Ambos tipos de vía se suelen diseñar para los Niveles de Servicio C o D.

El Nivel de Servicio se define por el valor de uno o más parámetros, que varían de acuerdo al tipo de vía. La Figura 2.2-1 muestra la portada del HCM2000.

Por último, es importante mencionar que está a punto de salir una nueva versión del *Highway Capacity Manual* llamada HCM 2010, en la cual se presentan algunas mejoras como por ejemplo, el capítulo de tránsito fue removida porque el Manual de Capacidad de Tránsito y Calidad de Servicio, 2da edición (TCRP 100) existe. Además, el material de los peatones y ciclistas se trasladarán a los capítulos en los que tienen un impacto en las operaciones con el nuevo capítulo de peatones y de bicicletas se centró en instalaciones exclusivas para los usuarios.



Figura 2.2-1 Portada del Manual de Capacidad 2000 (HCM2000)



Fuente: Highway Capacity Manual 2000 (HCM2000).

El capítulo **Conceptos** proporciona material de introducción y resumen para el Manual en su conjunto. Un elemento nuevo en el volumen será una discusión de la percepción del viajero, que contrasta frente a las medidas operativas de satisfacción para múltiples modos en las calles urbanas. Este material fue desarrollado bajo el proyecto NCHRP 3-70, "Análisis Multimodal de Nivel de Servicio para Calles Urbanas". Un segundo nuevo elemento en este volumen será una guía general sobre el uso de alternativas para el HCM.

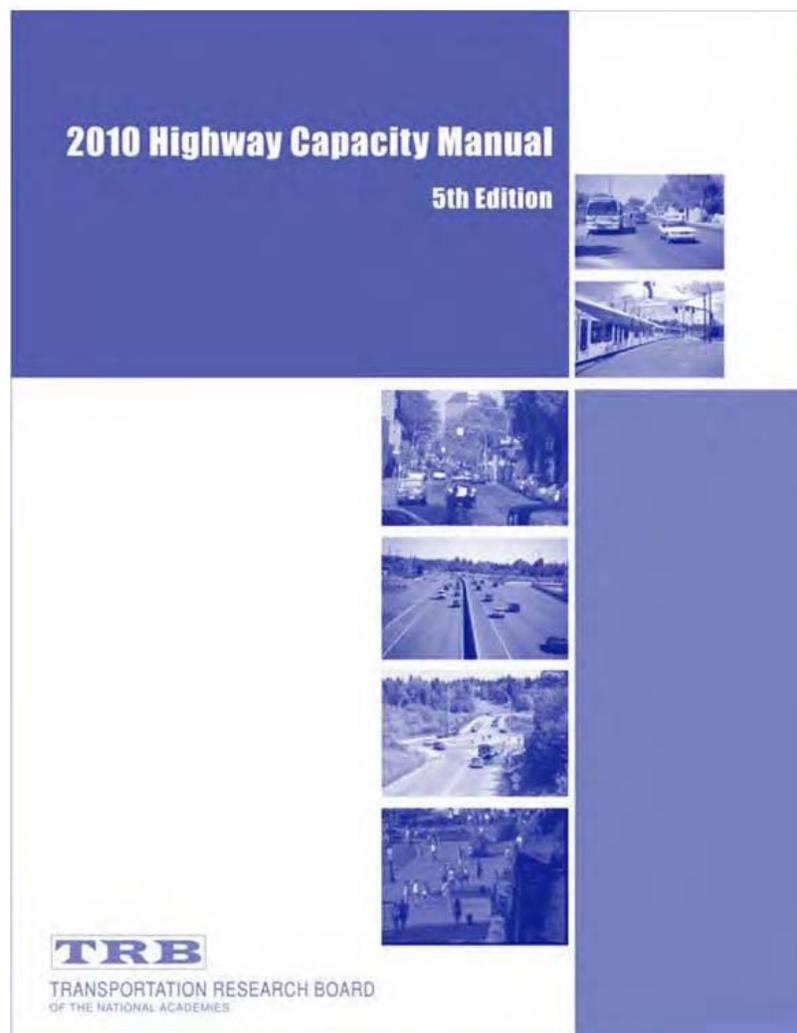


El volumen de flujo continuo direcciona autopistas, autopistas multicarril y autopistas de dos carriles. Los principales cambios son una definición de Nivel de Servicio para autopistas, un nuevo capítulo de trenzado, y la eliminación de la metodología de análisis para autopistas de dos carriles.

El flujo interrumpido direcciona intersecciones (señalizaciones, controles de alto, glorietas), calles urbanas e intercambios de terminales de rampa. La investigación de la percepción de viajeros se incorporará en el capítulo de instalaciones en calles urbanas, junto con el material desarrollado en NCHRP 3-79, “la Medición y Predicción de la Presentación de tráfico de Automóviles en Calles Urbanas”. En el capítulo de intersecciones semaforizadas, la actual ecuación basada en determinación de retardo uniforme y colas será reemplazado por un enfoque basado en el análisis de incremento de colas. Además, el capítulo de intercambios de terminales de rampas será reemplazado con el trabajo desarrollado por NCHRP 3-60, “Capacidad y Calidad del Nivel de Servicio de Intercambios de Terminales de Rampa.”

La Figura 2.2-2 muestra una portada preliminar del HCM2010.

Figura 2.2-2 Highway Capacity Manual Versión 2010



Fuente: Highway Capacity Manual 2010 (HCM2010).



2.3 Niveles de aplicación

El procedimiento básico del Manual de Capacidad estadounidense suele 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. La aplicación más útil del análisis de circulación es, sin embargo, cuando se requiere evaluar el efecto de una medida de corto alcance, 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 autopista rural. También se puede medir una variable a lo largo de una vía con un vehículo en movimiento, 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 será duradera. Es preciso **predecir cuál va a ser la demanda de tránsito** en el año para el que se proyecta a fin de satisfacerla razonablemente. El Manual puede determinar directamente algunos elementos de diseño, como el número de carriles necesarios; en otros casos, estimar el Nivel de Servicio que brindaría el diseño propuesto, cuando se alcance su Capacidad, y sugerir los cambios que deben hacerse al diseño para lograr los objetivos propuestos. La precisión de esta aplicación es intermedia debido a la incertidumbre que 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 no se conocen con exactitud los detalles necesarios. Por ejemplo, es posible que de la demanda de tránsito solo se conozcan valores estimados del tránsito promedio diario. Por eso es la aplicación menos precisa. El Manual estadounidense proporciona procedimientos de planeación menos complicados que los aplicados en el diseño o análisis de circulación, para evitar el uso de refinamientos innecesarios en trabajos de planeamiento preliminar.

Los estudios de Capacidad se hacen durante periodos de 15 minutos y se suele escoger el cuarto de hora de mayor demanda dentro de la hora pico para estudiar las condiciones peores. El procedimiento del HCM supone que solo se conoce el volumen de demanda en la hora pico, pero no sus variaciones en esa hora, y que es posible estimar el factor de pico de hora pico, FHP, conociendo las características de la vía que se estudia. Entonces, dividiendo el volumen para toda la hora ente el factor de hora pico se estima el volumen (en veh/h) para el cuarto de hora de mayor demanda. Sin embargo, si se conoce la demanda en periodos de al menos 15 minutos, es más preciso utilizar el mayor de ellos para hacer el análisis y olvidarse del factor de hora pico.



2.4 Estructura del HCM 2000

El *Manual de Capacidad de Carreteras 2000* representa una significativa revisión y expansión del material provisto en anteriores ediciones. El Manual ha aumentado del capítulo 14 al 31, dividido en cinco partes, a saber:

- ⇒ I Visión general
- ⇒ II Conceptos
- ⇒ III Metodologías
- ⇒ IV Corredor y análisis del área de influencia
- ⇒ V Simulación y otros modelos

La parte I y la III contienen información que corresponde a los contenidos de las ediciones previas. La parte II provee conceptos y valores estimados para implementarlos en Niveles de planeación para trabajos de análisis. La parte IV presenta técnicas de cálculo y delineamientos para el análisis general de corredores y su área de influencia. La parte V presenta información de la gran variedad de modelos apropiados para microanálisis o análisis más complejos.

2.5 Uso del HCM en México

Como ya se mencionó anteriormente en la planeación, proyecto y operación de las obras viales, los análisis de Capacidad juegan un papel preponderante, pues permiten estimar las máximas magnitudes de tránsito operables, mientras se mantengan los atributos que caracterizan la calidad del flujo vehicular.

En México se tiene una versión en español del HCM; en esta versión los procedimientos descritos en este Manual están basados en la cuarta edición del Manual de Capacidad de Carreteras de Estados Unidos, con lo que se justifica al ser las diferencias entre conductores, vehículos y carreteras de México y Estados Unidos poco significativas y perder importancia frente a la fuerte variabilidad en las distribuciones de las demandas de tránsito y a la gran incertidumbre de su evolución futura. De cualquier forma, cuando los procedimientos lo permiten, se incorpora información de estudios desarrollados en México para, en lo posible, ajustar este Manual a las condiciones del país.

La Figura 2.5-1 es una imagen del Manual utilizado en México desarrollado por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) de la SCT.

Cabe destacar que dicho Manual es obsoleto pues está basado en la versión de 1985 del Manual de Capacidad de Carreteras y como se ha mencionado está por salir la versión 2010 (HCM2010).

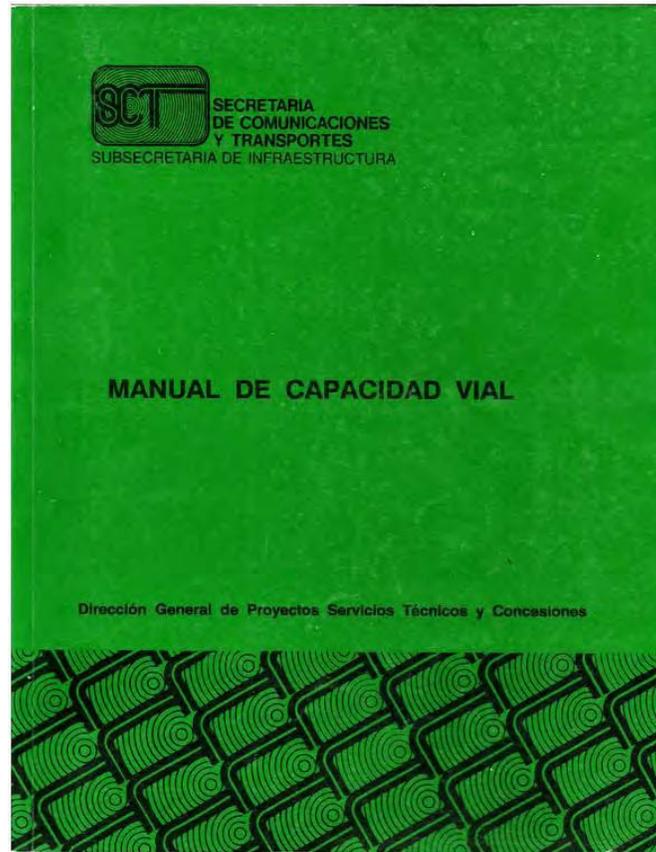
Como una muestra de los ajustes mencionados está lo propuesto por el documento del Instituto Mexicano del Transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes: ***Efecto de la Regularidad Superficial en la Capacidad Vial de Autopistas y Carreteras multicarril mexicanas***,¹ el

¹ Efecto de la Regularidad Superficial Superficial en la Capacidad Vial de Autopistas y Carreteras multicarril mexicanas. Instituto Mexicano del Transporte.



cual muestra la adaptación del HCM2000 a las condiciones de las carreteras de México como se muestra a continuación:

Figura 2.5-1 Manual de Capacidad Vial



Fuente: Manual de Capacidad Vial, Instituto Mexicano del Transporte.

Los procedimientos de estimación de Capacidad Vial y Nivel de Servicio asumen la presencia de buenas condiciones de superficie de rodadura, al cual se evalúa mediante herramientas que miden el perfil longitudinal del camino. El Índice Internacional de Rugosidad (IRI) es la medida estándar de la regularidad superficial de un camino.

El efecto de la regularidad superficial se incorpora mediante una adaptación de la metodología estadounidense para Autopistas y Carreteras multicarril en el Manual de Capacidad Vial de los Estados Unidos (HCM2000), donde el Nivel de Servicio se evalúa a partir del volumen horario por carril, ajustado por diversos factores, así como de la Velocidad a Flujo Libre, estimada a partir de un valor ideal, reducido según las condiciones de la Carretera.

La adaptación introducida consiste en sustituir el factor de reducción de la velocidad por ancho de carril, por otro que incluye conjuntamente el ancho de carril y la regularidad superficial. Este nuevo factor se generó a partir de una serie de mediciones de velocidad de punto en tramos



experimentales mexicanos con distintas combinaciones de valores de ancho de carril e Índice Internacional de Rugosidad. En la Tabla 2.5-1 se presentan los nuevos factores así obtenidos:

Tabla 2.5-1 Valores para el factor por ancho de carril y estado del pavimento

Reducción de velocidad por IRI, y ancho de carril [km/h]			
IRI	Ancho de carril [m]		
	3.30	3.50	3.65
2.5	10.25	5.71	0.00
3	13.35	8.67	2.70
4	20.18	14.71	8.13
5	26.94	20.91	13.82
6	33.83	27.28	19.77
7	40.83	33.80	25.98
8	47.95	40.48	32.45
9	55.19	47.33	39.18
10	62.55	54.33	46.17
11	70.03	61.50	53.42
12	77.63	68.83	60.93

Fuente: Efecto de la Regularidad Superficial en la Capacidad Vial de Autopistas y Carreteras multicarril mexicanas. Instituto mexicano del Transporte.

A continuación se muestra la modificación a la ecuación para la determinación de la Velocidad a Flujo Libre (que se verá en el capítulo 4.1) en donde se reemplaza el factor por ancho de carril (f_{LW}) por el factor por ancho de carril y estado del pavimento (f_{PLW}):

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

Dónde

- FFS= Velocidad a flujo libre (km/h),
- BFFS= Velocidad a flujo libre base, 110 km/h (urbano) o 120 km/h (rural),
- f_{PLW} = Factor de ajuste por ancho de carril y estado del pavimento,
- f_{LC} = Factor de ajuste por distancia lateral libre (tabla),
- f_N = Factor de ajuste por número de carriles (tabla),
- f_{ID} = Factor de ajuste por número de intercambiadores (tabla).

La modificación presentada a la ecuación anterior puede adaptarse a las hojas de trabajo desarrolladas en esta tesis en MathCad para realizar los análisis que se desarrollan en los siguientes capítulos como parte del objetivo de este trabajo.



2.6 Procedimientos computarizados

Para cada elemento del sistema vial, la metodología del HCM ofrece un procedimiento Manual que se puede ejecutar en hojas de trabajo y realizando cálculos matemáticos, relativamente sencillos, pero laboriosos, que consumen tiempo importante.

Para facilitar, la metodología manual, se han desarrollado programas informáticos, que ejecutan, con bastante precisión, los procedimientos del HCM en la computadora, de manera muy rápida. La herramienta informática utilizada actualmente es el HCS (Highway Capacity Software: Programa de Capacidad Vial) en su versión 5.2 del año 2005.

La organización del programa HCS es muy similar a la del Manual HCM, que maneja tres módulos básicos: corrientes vehiculares de flujo continuo, corrientes vehiculares de flujo discontinuo y transporte público o masivo, los cuales son presentados en el menú principal. Cada uno de estos módulos usa extensiones de archivo propias, de tal manera que los datos pueden residir en un simple directorio de datos, pero cada módulo específico de análisis solamente despliega sus propios datos.

La Figura 2.1-1 muestra la interfaz principal para Segmentos Básicos de Autopistas del Programa de Capacidad Vial HCS2000.

Figura 2.6-1 Interfaz principal del HCS2000 para Segmentos Básicos de Carreteras

The screenshot displays the 'BASIC FREEWAY SEGMENTS OPERATIONAL ANALYSIS' window. It contains several sections for data entry:

- Analyst Information:** Analyst (jose), Agency or Company (personal), Date (29/04/2010), Units (U. S. Metric), Project Description.
- Freeway/Direction:** cuemavaca, From/To (1+000 5+000), Jurisdiction, Analysis Year.
- FLOW RATE:** Volume, V (2000 vph), Peak-hour factor, PHF (0.90), Peak 15-minute volume (556 v), Number of lanes, N (2), Terrain (Rolling), Grade (0.00 %), Length (0.00 m), Trucks and buses (5 %), E_T (2.5), RVs (E_R 2.0), Heavy vehicle adjustment, f_{HV} (0.930), Driver population adj., f_p (0.92), Flow rate, vp (1298 pcphpl).
- PLANNING DATA:** Average annual daily traffic - AADT, Peak-hour proportion of AADT, Peak-hour direction proportion D.
- FREE-FLOW SPEED:** Free Flow Speed and Type (Base FFS, BFFS 120.0 km/h), Speed Adjustments (Lane width, LW 3.3 m, f_{LW} 3.1 km/h; Right-shoulder lateral clearance, LC 1.8 m, f_{LC} 0.0 km/h; Interchange density, ID 0.30 interchange/km, f_{ID} 0.0 km/h; Number of lanes, N 2, f_{N} 0.0 km/h; Rural freeways, f_{RT} 0.0 km/h).

At the bottom, it shows 'Name of the Analyst: [jose]' and 'For Help, press F1'.

Fuente: Elaboración propia.



3 Capacidad y Nivel de Servicio



En las fases de planeación, estudio, proyecto y operación de autopistas y calles, la *demanda* de tránsito, presente o futura, se considera común una cantidad conocida. Una medida de la *eficiencia* con la que un sistema vial presta Servicio a esta demanda, es su *Capacidad* u *oferta*.

Las estimaciones de Capacidad y Niveles de Servicio son necesarias para la mayoría de las decisiones de la Ingeniería de Tránsito y planeación del transporte.

Un objetivo básico del análisis de Capacidad es la estimación del máximo número de vehículos a los que una vía puede dar Servicio con seguridad razonable dentro de un periodo de tiempo. El análisis de Capacidad proporciona una forma de estimar la máxima cantidad de flujo vehicular a la que se puede dar Servicio en una vía. El análisis de Capacidad es un conjunto de procedimientos de estimación de las posibilidades de la vía, para transportar el flujo en condiciones de operación definidas.



3.1 Capacidad

Teóricamente la **Capacidad** se define como la tasa máxima de flujo que puede soportar una autopista o calle. De manera particular, la Capacidad de una infraestructura vial es el máximo número de vehículos que razonablemente pueden pasar por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un intervalo de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.²

El intervalo de tiempo utilizado en la mayoría de los análisis de Capacidad es de 15 minutos, debido a que se considera que éste es el intervalo más corto durante el cual puede presentarse un flujo estable. Como se sabe, que el volumen en 15 minutos así obtenido es convertido a tasa de flujo horaria, entonces la Capacidad de un sistema vial, es la *tasa máxima horaria*.

La infraestructura vial, como ya se explicó en el capítulo anterior sea ésta una autopista o calle, puede ser de circulación continua o discontinua. Los sistemas viales de *circulación continua* no tienen elementos externos al flujo de tránsito, tales como los semáforos y señales de alto que produzcan interrupciones en el mismo. Los sistemas viales de *circulación discontinua* tienen elementos fijos que producen interrupciones periódicas del flujo de tránsito, independientemente de la cantidad de vehículos, tales como los semáforos, las intersecciones de prioridad con señales de alto y ceda el paso, y otros tipos de regulación.

Dependiendo del tipo de infraestructura vial a analizar, se debe establecer un procedimiento para el cálculo de su Capacidad y calidad de operación.

Por lo tanto, el principal objetivo del análisis de Capacidad, es estimar el máximo número de vehículos que un sistema vial puede acomodar con razonable seguridad durante un periodo específico. Sin embargo, los sistemas operan pobremente a Capacidad; pero generalmente ellos raramente se planifican para operar en este rango.

A su vez, mediante los análisis de Capacidad, también se estima la cantidad máxima de vehículos que el sistema vial puede acomodar mientras se mantiene una determinada calidad de operación, introduciéndose aquí el concepto de Nivel de Servicio.

3.2 Nivel de Servicio

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de *Nivel de Servicio*. Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por los motoristas y/o pasajeros. Estas condiciones se describen en términos de factores tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de realizar maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial.

De los factores que afectan el Nivel de Servicio, se distinguen los internos y los externos. Los internos son aquellos que correspondan a variaciones en la velocidad, en el volumen, en la composición del tránsito, en el porcentaje de movimientos de entrecruzamientos o direccionales,

² Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (HCM2000)



etc. Entre los externos están las características físicas, tales como la anchura de los carriles, la distancia libre lateral, la anchura de acotamientos, las pendientes, etc.

El Manual de Capacidad Vial HCM 2000 del TRB ha establecido seis Niveles de Servicio denominados: A, B, C, D, E, y F, que van del mejor al peor, los cuales se definen según que las condiciones de operación sean de circulación continua o discontinua, como se verá más adelante.

3.2.1 Niveles de Servicio

Las condiciones de operación de los Niveles de Servicio, que se ilustran a continuación, son:

Nivel de Servicio A

Representa 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 es excelente.

Nivel de Servicio B

Esta aun dentro del rango de flujo libre, 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 maniobrar. El Nivel de comodidad y conveniencia comienza a influir en el comportamiento individual de cada uno.

Nivel de Servicio C

Pertenece al rango de flujo estable, pero marca el comienzo del dominio en 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.

Nivel de Servicio D

Representa una circulación de densidad elevada, aunque estable. La velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas, y el usuario experimenta un Nivel general de comodidad y conveniencia bajo. Pequeños incrementos en el flujo generalmente ocasionan problemas de funcionamiento, incluso con formación de pequeñas colas.

Nivel de Servicio E

El funcionamiento está en él, 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 los vehículos a “ceder el paso”. Los Niveles de comodidad y conveniencia son enormemente bajos, siendo muy elevada la frustración de los



conductores. La circulación es normalmente inestable, debido a que los pequeños aumentos del flujo o ligeras perturbaciones del tránsito producen colapsos.

Nivel de Servicio F

Representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto, 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, típicas de los “cuellos de botella”.

Figura 3.2-1 Nivel de Servicio A



Figura 3.2-2 Nivel de Servicio B



Figura 3.2-3 Nivel de Servicio C



Figura 3.2-4 Nivel de Servicio D



Figura 3.2-5 Nivel de Servicio E



Figura 3.2-6 Nivel de Servicio F



Fuente: Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y aplicaciones (Reyes Espíndola, y otros, 2007).

3.3 Condiciones prevalecientes

Es necesario tener en cuenta el carácter probabilístico de la Capacidad, por lo que puede ser mayor o menor en un instante dado. A su vez, como la definición misma lo expresa, la Capacidad se define para *condiciones prevalecientes*, que son factores que al variar la modifican; estos se agrupan en tres tipos generales:

3.3.1 Condiciones de la infraestructura vial

Son las características físicas de la autopista o calle (de tránsito continuo o discontinuo, con o sin control de accesos, dividida o no, de dos o más carriles, etc.), el desarrollo de su entorno, las características geométricas (ancho de carriles y acotamientos, obstrucciones laterales, velocidad de proyecto, restricciones para el rebase, carriles exclusivos y característicos de los alineamientos), y el tipo de terreno donde se aloja la infraestructura vial.

3.3.2 Condiciones del tránsito

Se refiere a la distribución del tránsito en el tiempo y en el espacio; a su composición en tipo de vehículos como livianos, camiones, autobuses y vehículos recreativos; a la distribución direccional en autopistas de dos carriles de dos sentidos; y a la distribución por carril en autopistas de carriles múltiples.

3.3.3 Condiciones de los controles

Hace referencia a los dispositivos para el control del tránsito, tales como los semáforos (fases, longitudes de ciclo, repartición de verdes, etc.), las señales restrictivas (alto, ceda el paso, no estacionarse, solo vueltas a la izquierda, etc.) y las velocidades límite.

3.3.4 Condiciones base o ideales

Una condición base o ideal, es una condición óptima estándar específica de referencia, que deberá ser ajustada para tener en cuenta las condiciones prevalecientes. Las condiciones base asumen buen estado del tiempo, buenas condiciones del pavimento, usuarios familiarizados con el sistema vial y sin impedimentos en el flujo vehicular. Dependiendo del tipo de sistema vial en estudio, existe una serie de condiciones base, específica para cada uno de ellos. Por lo anterior, se puede plantear de manera general, una condición prevaleciente en función de una condición base, mediante cualquiera de las dos siguientes relaciones:

$$\text{Condición prevaleciente} = \text{Condición Base} - \text{Ajuste}$$

$$\text{Condición prevaleciente} = \text{Condición Base} \times \text{Factor de Ajuste}$$

3.4 Criterios de análisis de Capacidad y Niveles de Servicio

3.4.1 Criterios

Los factores *externos* que afectan el Nivel de Servicio, como son *físicos*, pueden ser medidos a una hora conveniente. En cambio los factores *internos*, por ser variables, deben ser medidos durante el periodo de mayor flujo, como por ejemplo el factor de la hora de máxima demanda. El flujo de vehículos en la hora de máxima demanda no está uniformemente distribuido en ese lapso. Para



tomar esto en cuenta, es conveniente determinar la proporción del flujo para un periodo máximo dentro de la hora de máxima demanda. Usualmente se acostumbra un periodo de 15 minutos.

Por lo general, no se realizan estudios de *Capacidad* para determinar la cantidad máxima de vehículos que puede alojar cierta parte de una autopista o calle; lo que se hace es tratar de determinar el *Nivel de Servicio* al que funciona cierto tramo, o bien la tasa de flujo admisible dentro de cierto Nivel de Servicio. En determinadas circunstancias se hace el análisis para predecir con que flujos, o volúmenes, y a qué plazo se llegara a la Capacidad de esa parte del sistema vial.

En función del Nivel de Servicio estará el número de vehículos por unidad de tiempo que puede admitir la autopista o calle, al cual se le denomina *flujo de Servicio*. Este flujo va aumentando a medida que el Nivel de Servicio va siendo de menor calidad, hasta llega al Nivel *E*, o Capacidad del tramo de autopista o calle. Más allá de este Nivel se registraran condiciones más desfavorables, por ejemplo, con Nivel *F*, pero no aumenta el flujo de Servicio, sino que disminuye.

Tradicionalmente se ha considerado la *velocidad* el principal indicador para identificar el Nivel de Servicio. Sin embargo, los métodos modernos introducen, además de la velocidad, otros indicadores, como por ejemplo, la *densidad* para casos de circulación continua y la *demora* para casos de circulación discontinua.

En cualquiera de los casos un indicador primordial para valorar el grado de utilización de la Capacidad de un sistema vial y, por consiguiente, su Nivel de Servicio, es la relación entre el flujo y la Capacidad, ya sea entre el *flujo de demanda* y la *Capacidad*, o bien la relación entre el *flujo de Servicio* y la *Capacidad*, según el problema específico. En situaciones donde se conoce la demanda y la Capacidad y se desea determinar el Nivel de Servicio, el flujo representa el flujo de demanda. En el caso cuando se conoce la Capacidad y se especifica un determinado Nivel de Servicio, el flujo representa el flujo de Servicio posible con dicho Nivel.

El HCM 2000 reporta para *autopistas*, en *condiciones base o ideales*, Capacidades de hasta 2,400 vehículos ligeros/hora/carril. A su vez, dicho Manual para Carreteras rurales y suburbanas de *carriles múltiples*, establece como Capacidad ideal o base para este tipo de autopistas el valor de 2,200 vehículos ligeros/hora/carril.

El análisis que comúnmente se realiza, sirve para determinar el efecto de los factores externos e internos en la Capacidad base o ideal de cierto tramo de autopista o calle, y el flujo de Servicio que corresponde a un Nivel de Servicio dado. Los estudios de Capacidad sirven para aislar y medir esos factores. En general, se ha hecho una clasificación de factores y se han determinado ciertas relaciones que permiten valorarlos.

De no existir estos factores, se han fijado factores comunes numéricos, determinados empíricamente la mayoría de las veces, que pueden usarse para deducir matemáticamente la Capacidad que se tendría.

La determinación de estos factores y los procedimientos de análisis están contenidos en las versiones anteriores del HCM. Se resalta que el *Highway Capacity Manual 2000*, editado por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, constituye el más extenso trabajo realizado



hasta la fecha sobre la Capacidad de cualquier componente de un sistema vial rural y urbano, y aunque muchos de los factores pueden corresponder a condiciones específicas de la vialidad en los Estados Unidos, se ha utilizado en otros países con resultados muy positivos, y en donde los procedimientos lo han permitido, se ha incorporado información de estudios locales, adaptando y calibrando el Manual a las condiciones propias de cada país.

La Capacidad de una infraestructura vial es tan variable como pueden serlo las variables físicas del mismo, o las condiciones del tránsito. Por esta razón los análisis de Capacidad se realizan aislando las diversas partes del sistema vial, como un tramo recto, un tramo con curvas, un tramo con pendientes, el acceso a una intersección, un tramo de entrecruzamiento, una rampa de enlace, etc. Se trata pues, de buscar en cada una de estas partes, condiciones uniformes, por lo tanto, segmentos con condiciones prevalecientes diferentes, tendrán Capacidades diferentes.

Para fines de interpretación uniforme y metodológica ordenada, se han establecido los siguientes criterios:

- ⇒ El flujo y la Capacidad, bajo condiciones prevalecientes, se expresan en vehículos mixtos por hora para cada tramo de la autopista o calle.
- ⇒ El Nivel de Servicio se aplica a un tramo significativo de la autopista o calle. Dicho tramo puede variar en sus condiciones de operación, en diferentes puntos, debido a variaciones en el flujo de vehículos o en su Capacidad. Las variaciones en Capacidad provienen de cambios de anchura, por pendientes, por restricciones laterales, por intersecciones, etc. Las variaciones de flujo se originan porque los volúmenes de vehículos que entran y salen del tramo lo realizan en ciertos puntos a lo largo de él y a diferentes horas del día. El Nivel de Servicio del tramo debe tomar en cuenta, por lo tanto, el efecto general de estas limitaciones.
- ⇒ Los elementos usados para medir la Capacidad y los Niveles de Servicio son variables, cuyos valores se obtienen fácilmente de los datos disponibles. Por lo que corresponde a Capacidad, se requieren el tipo de infraestructura vial, sus características geométricas, la velocidad media de recorrido, la composición del tránsito y las variaciones de flujo. Por lo que toca al Nivel de Servicio, los factores adicionales que se requieren incluyen la densidad, la velocidad media de recorrido, las demoras y la relación flujo a Capacidad.
- ⇒ Por razones prácticas se han fijado valores de densidades, velocidades medias de recorrido, demoras y las relaciones de flujo a Capacidad, que definen los Niveles de Servicio para autopistas, autopistas de carriles múltiples, autopistas de dos carriles, calles urbanas, intersecciones con semáforos e intersecciones sin semáforos de prioridad.
- ⇒ El criterio utilizado para una identificación práctica de los Niveles de Servicio de las diversas infraestructuras viales, establece que se deben considerar las medidas de eficiencia mostradas en la Tabla 3.4-1 Medidas de Eficiencia.



3.4.2 Medidas de eficiencia para la definición de los Niveles de Servicio

Tabla 3.4-1 Medidas de Eficiencia

Tipo de infraestructura vial	Medidas de eficiencia
<u>Autopistas</u>	
Segmentos Básicos	Densidad, velocidad, relación volumen a Capacidad
Tramos de Entrecruzamientos	
Rampas de enlaces	Densidad
<u>Carreteras</u>	
Múltiples carriles	Densidad, velocidad, relación volumen a Capacidad
Dos carriles	Velocidad, % de tiempo de seguimiento
<u>Intersecciones</u>	
Con semáforos	Demora por controles
De prioridad	Demora por controles
<u>Arterias urbanas</u>	
Transporte colectivo	Frecuencia, horas de Servicio, carga de pasajeros
Ciclo rutas	Eventos, demoras, velocidad
Peatones	Espacio, eventos, demoras, velocidad

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Para propósitos de esta tesis solo se desarrollan tres tipos de infraestructura de autopistas, es decir:

- ⇒ Segmentos Básicos
- ⇒ Tramos de entrecruzamientos (Trenzado)
- ⇒ Rampas de enlaces

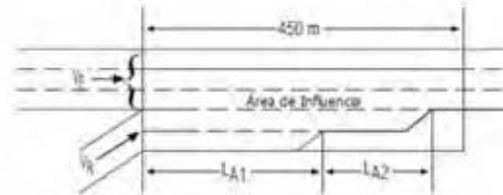




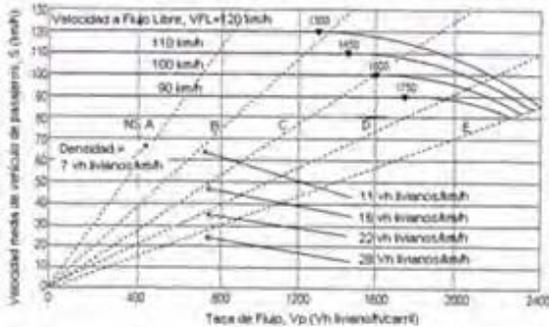
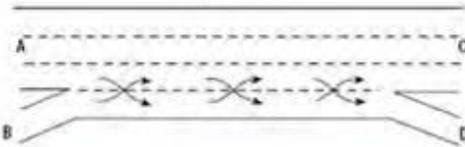
4 Metodologías



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



Rampa-Trenzada



$$FHP = \frac{VHMD}{9.8 \times 10^4 N} \quad D = \frac{v}{S}$$

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



4.1 Introducción

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

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

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



a) SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTAS

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

b) SEGMENTOS TRENZADOS (SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO)

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

c) RAMPAS (Ó INTERSECCIONES CON RAMPAS)

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

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



4.2 Segmentos Básicos de Autopistas

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

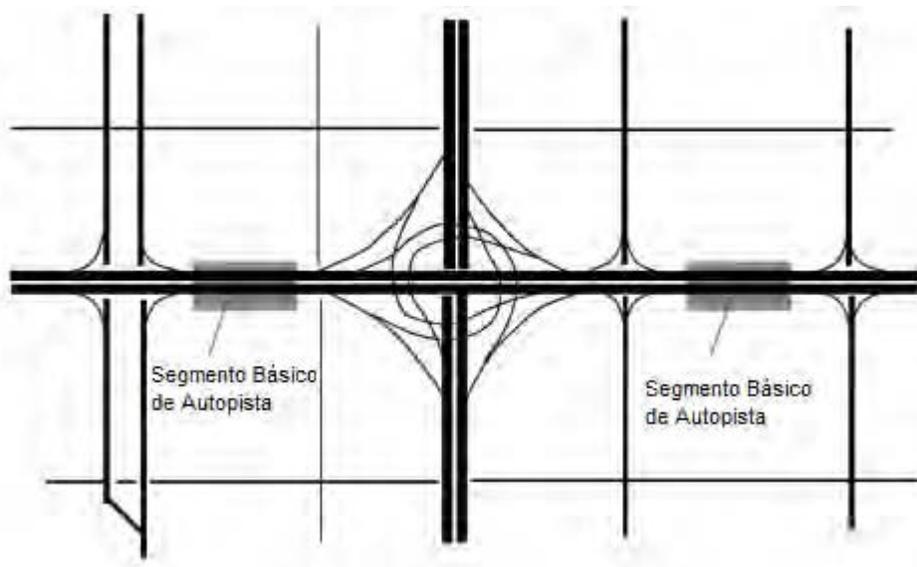
Características básicas

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

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

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

Figura 4.2-1 Ejemplo de segmento básico de autopista



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.2.1 Términos de Capacidad de Autopistas

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

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

4.2.2 Características de flujo

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

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

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

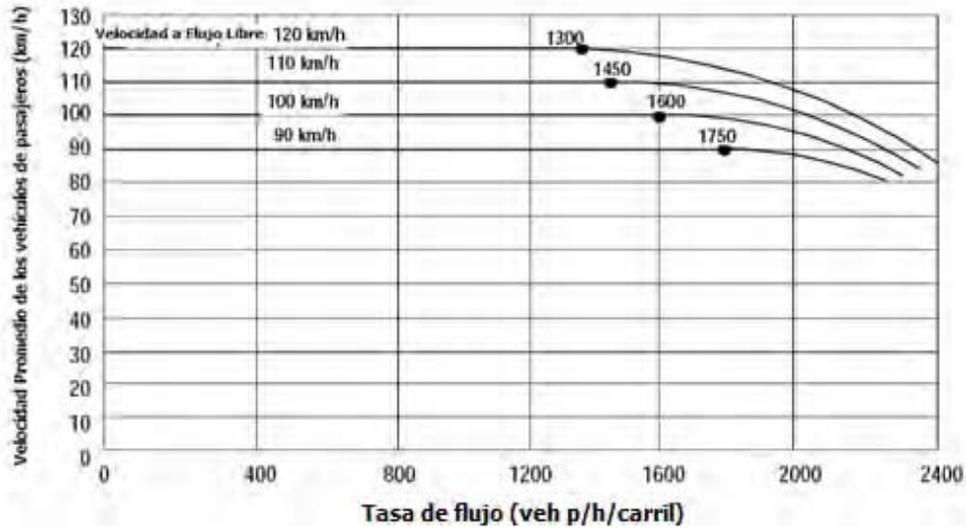
4.2.3 Relaciones Velocidad - Flujo y Densidad – Flujo

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

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

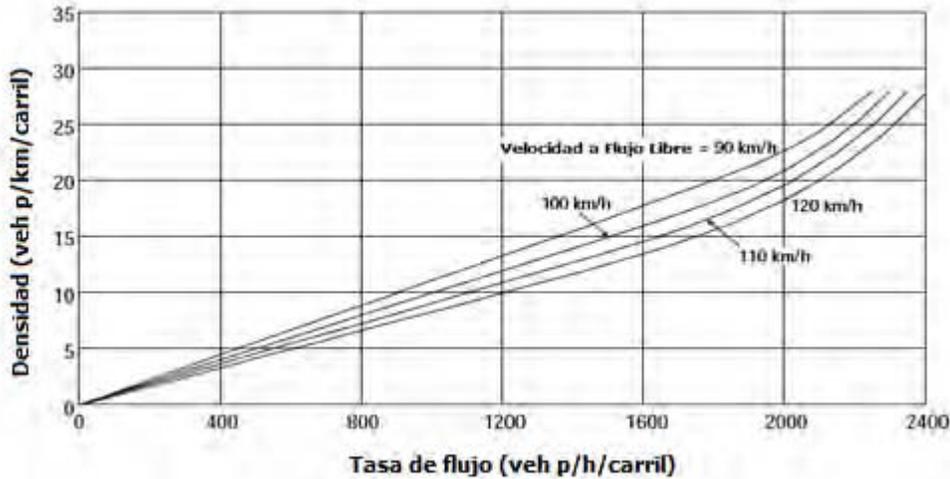


Figura 4.2-2 Relaciones Flujo – Velocidad para segmentos básicos de autopistas



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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



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

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

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

4.2.4 Factores que afectan la Velocidad a Flujo Libre

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

4.2.4.1 Ancho de Carril y Distancia Lateral Libre

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

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

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



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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.4.2 Número de carriles

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

4.2.4.3 Densidad de intercambiadores

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

4.2.4.4 Otros factores

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

4.2.4.5 Vehículos de Pasajeros Equivalentes

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

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

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



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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.5 Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis

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

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

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

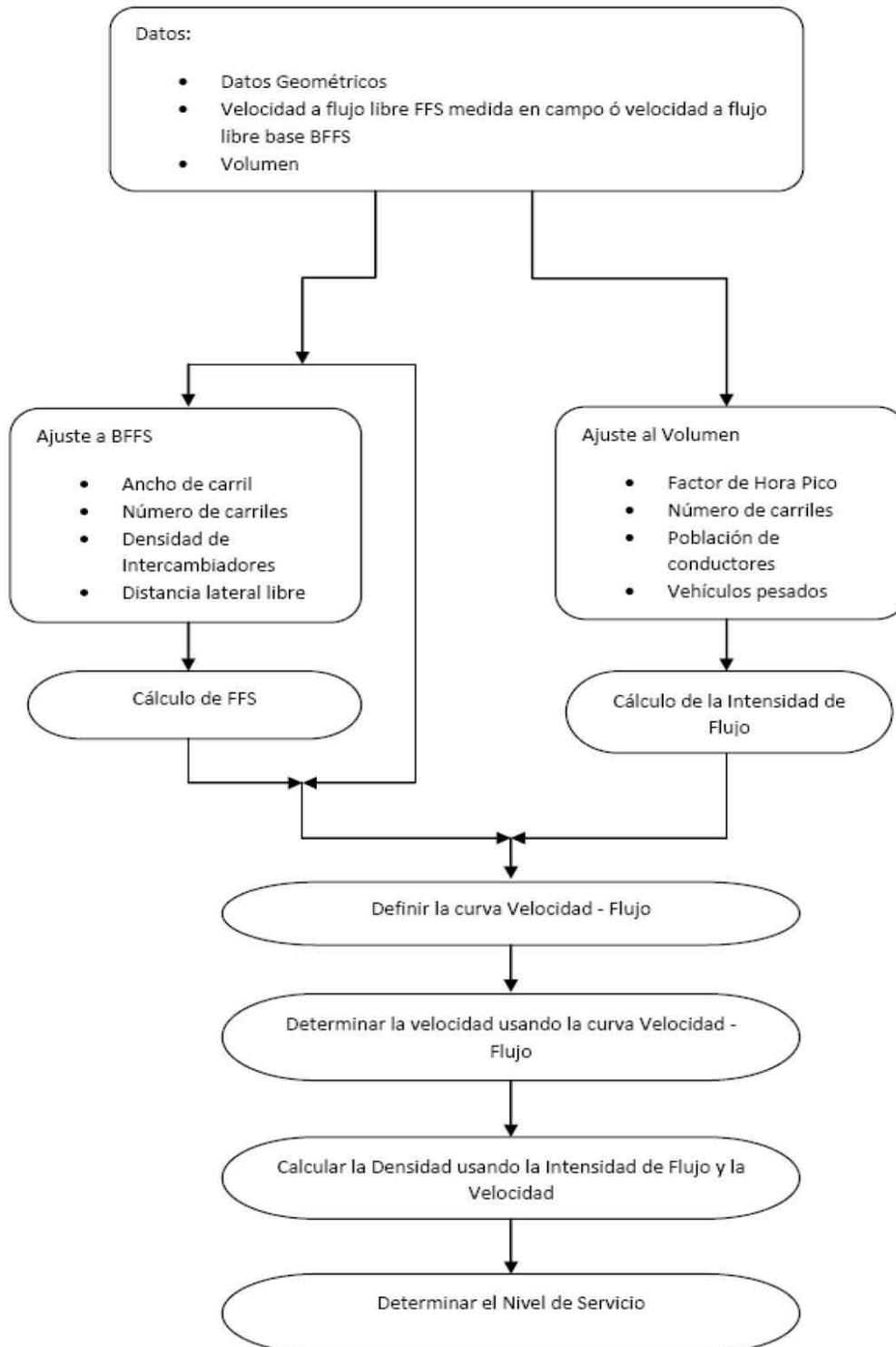
Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.6 Análisis operacional

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



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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.2.7 Niveles de Servicio

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

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

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

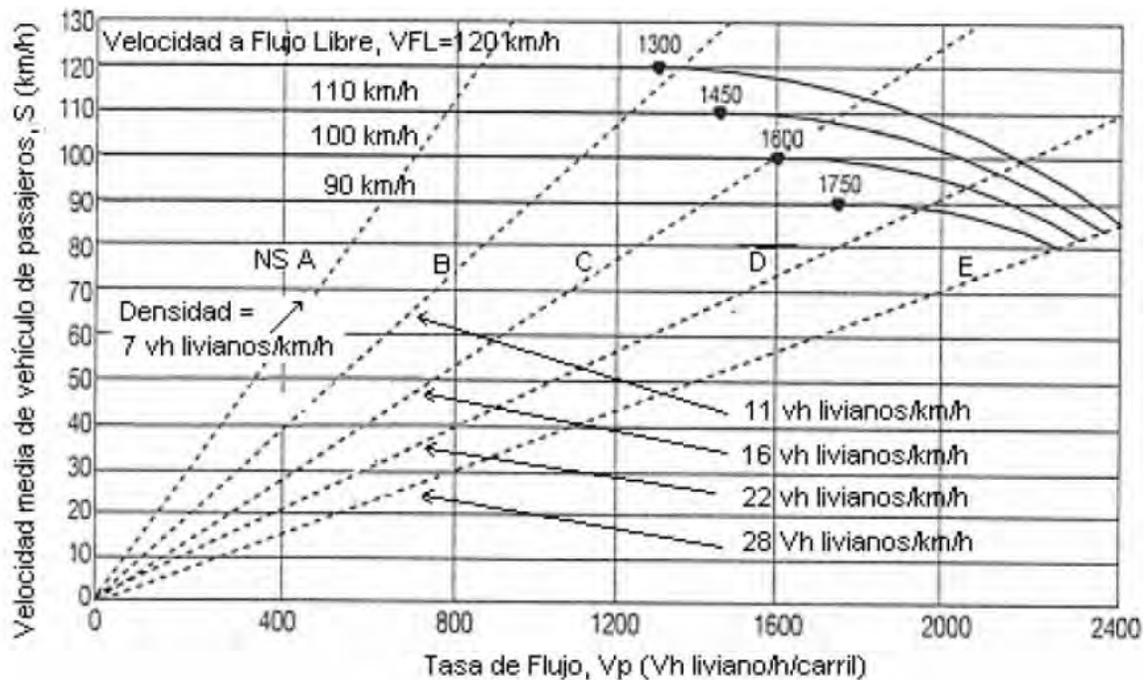
Las especificaciones de máximas densidades para los Niveles de Servicio del A al D se basan en el juicio profesional de los miembros del Comité de Capacidad de Carreteras y Calidad del Servicio de la Junta de Investigación del Transporte. El valor superior se muestra para el Nivel de Servicio E (28 veh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

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

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



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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

Para $90 \leq FFS \leq 120$ y

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

$$S = FFS$$

4.2.8 Determinación de la velocidad a flujo libre (FFS)

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

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



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

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

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

Ecuación 4.2-1

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

Dónde:

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

4.2.8.1 Velocidad a flujo libre Base BFFS

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

4.2.8.2 Ajuste por ancho de carriles: f_{LW}

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



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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.8.3 Ajuste por distancia libre lateral: f_{LC}

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.8.4 Ajuste por número de carriles: f_N

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



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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.8.5 Ajuste por intensidad de intercambiadores: f_{ID}

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.2.9 Determinación de la tasa de flujo V_p

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

Ecuación 4.2-2

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



Dónde:

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

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

4.2.9.1 Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

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

Ecuación 4.2-3

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

Dónde:

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

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

4.2.9.1.1 Equivalente para segmento general de autopista

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

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

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



4.2.9.1.2 Equivalente para pendientes específicas

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

4.2.9.1.3 Equivalente para Pendiente Compuesta

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

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

4.2.9.2 Factor por Tipo de conductor

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

4.2.9.3 Factor de Hora Pico

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

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

4.2.10 Determinación del Nivel de Servicio

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



Ecuación 4.2-4

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

Dónde:

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

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

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

⇒ Carriles especiales reservados para un solo tipo de vehículo

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

⇒ Segmentos extendidos de túneles o puentes

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

⇒ Segmentos cercanos a un puesto de peaje

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

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

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

⇒ Condiciones de demanda en exceso de la Capacidad



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

⇒ Influencia de bloqueos o colas en el segmento

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

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

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



4.3 Trenzado de Autopistas

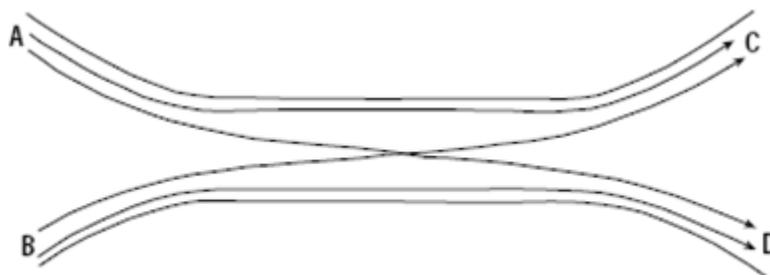
El Trenzado es definido como el entrecruzamiento de dos o más corrientes de tráfico viajando en general en la misma dirección a lo largo de una longitud significativa de autopista sin ayuda de dispositivos para control de tráfico (a excepción de señales de guía). Los segmentos de trenzado se forman cuando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

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

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

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

Figura 4.3-1 Formación de un segmento trenzado



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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



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

Tres variables geométricas influyen en la operación de segmentos trenzados:

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

Estas variables se mencionan a continuación.

4.3.1 Configuración de trenzado

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

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

- ⇒ Tipo A,
- ⇒ Tipo B y
- ⇒ Tipo C.

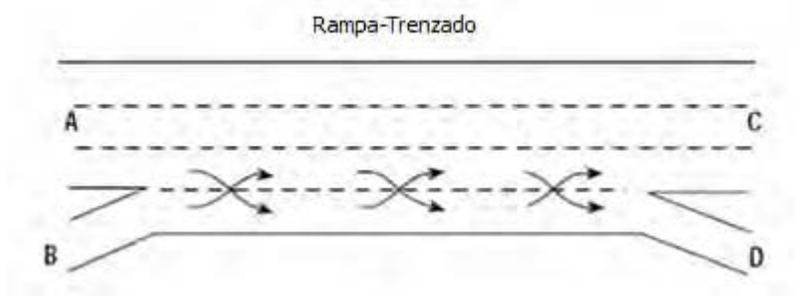
Cada una tiene características únicas que se describen a continuación.

4.3.1.1 Configuración de trenzado Tipo A

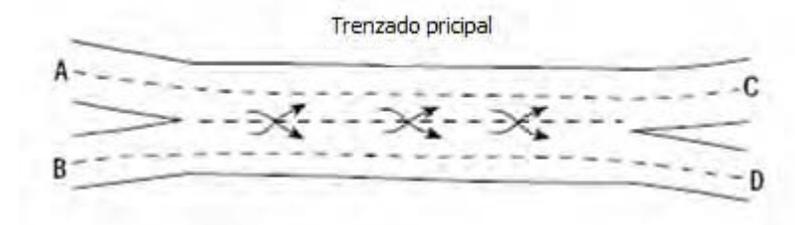
La Figura 4.3-2 ilustra dos subcategorías de segmentos de trenzado tipo A. La característica que identifica a un segmento de trenzado **tipo A** es que todos los vehículos trenzados deben hacer un cambio de carril para completar su maniobra exitosamente. Todos estos cambios de carriles ocurren a través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



Figura 4.3-2 Segmentos de trenzado TIPO A



Fuente: TRB Highway Capacity Manual HCM2000.



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

4.3.1.2 Configuración de trenzado Tipo B

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

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

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

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

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

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

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

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

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



Figura 4.3-3 Segmento de trenzado TIPO B

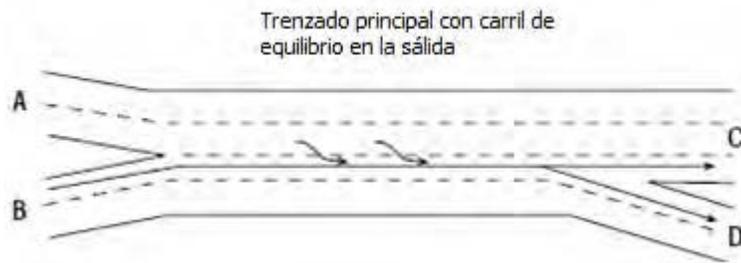
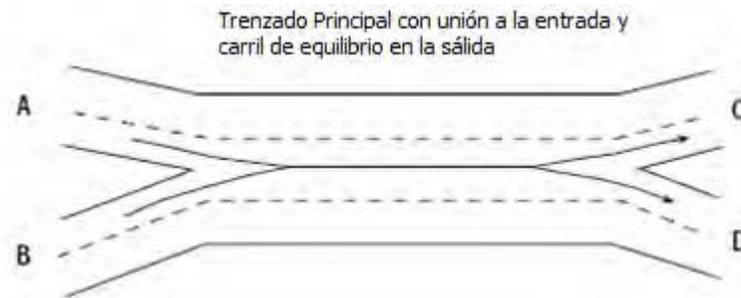


Figura 4.3-4 Segmento de trenzado TIPO B



Figura 4.3-5 Segmento de trenzado TIPO B



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.3.1.3 Configuración de trenzado Tipo C

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

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

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



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

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

Figura 4.3-6 Segmento de trenzado TIPO C

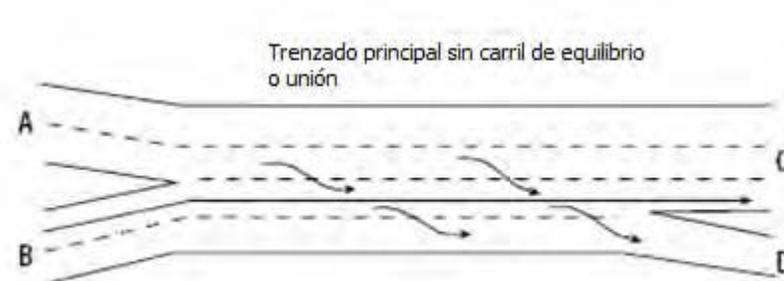


Figura 4.3-7 Segmento de trenzado TIPO C



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

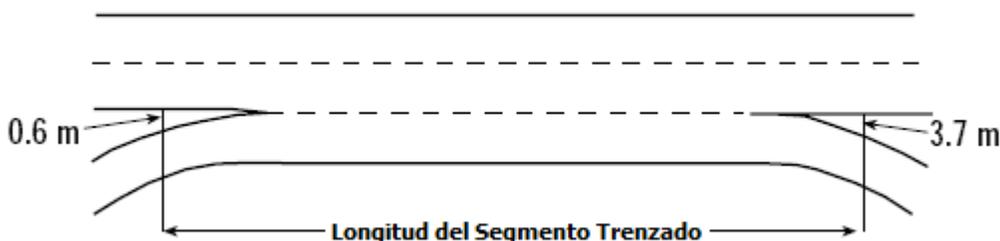
4.3.2 Longitud del trenzado

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



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

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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

4.3.3 Ancho de trenzado

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

4.3.4 Alcance de la metodología

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

4.3.5 Componentes de la metodología

La metodología presentada a continuación contiene cinco distintos componentes:

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

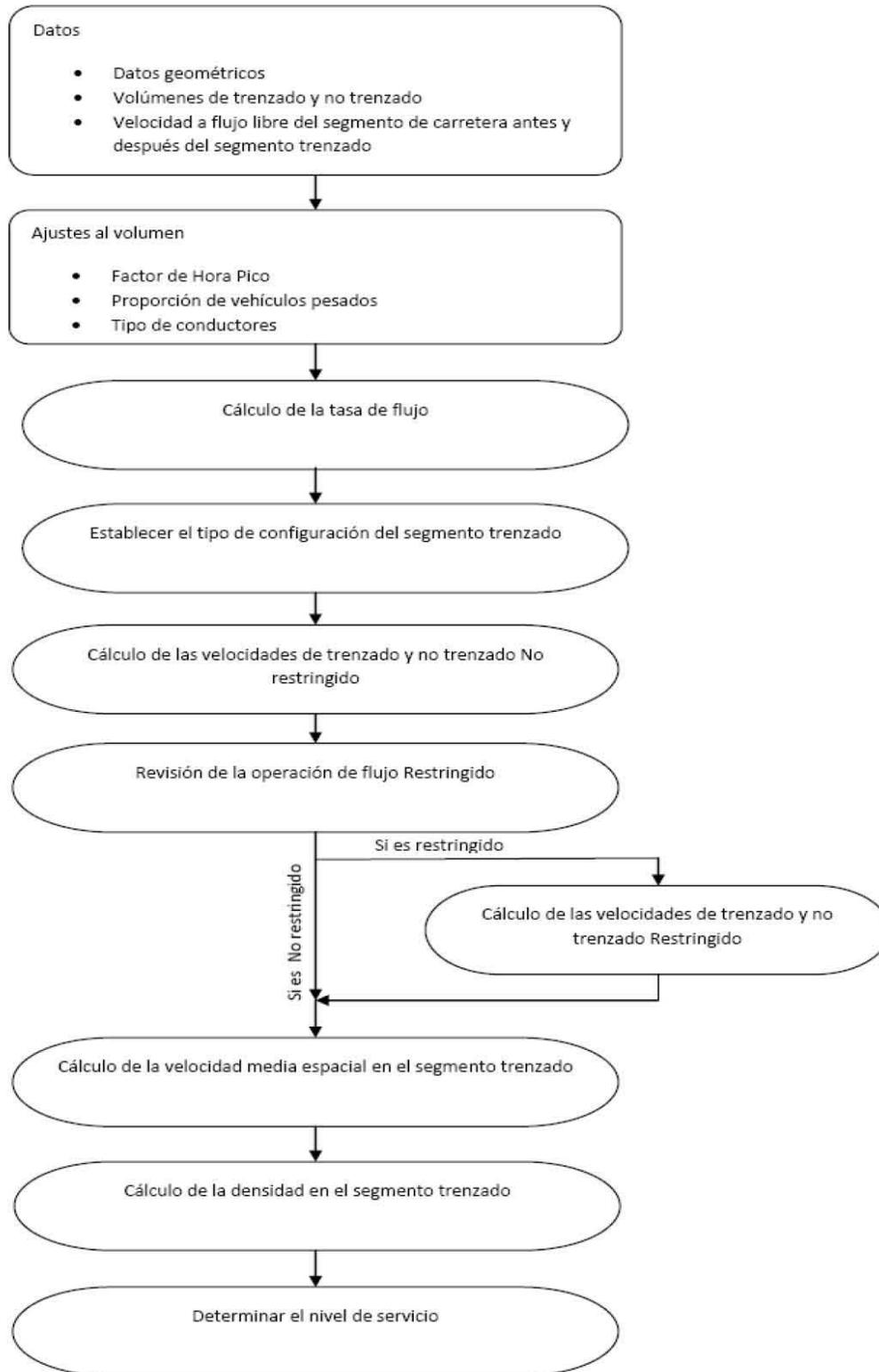
especificados para cada tipo de configuración y para operaciones restringida y no restringida),

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

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



Figura 4.3-9 Metodología para el análisis de segmentos trenzados



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.3.6 Nivel de Servicio

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

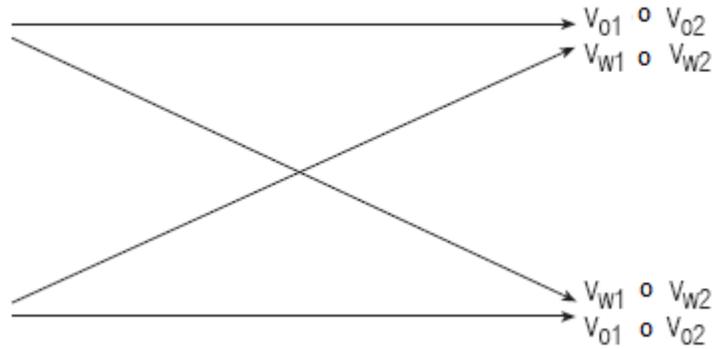
4.3.7 Parámetros de los segmentos trenzados

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

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



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



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.3.8 Determinación de la tasa de flujo

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

Ecuación 4.3-1

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

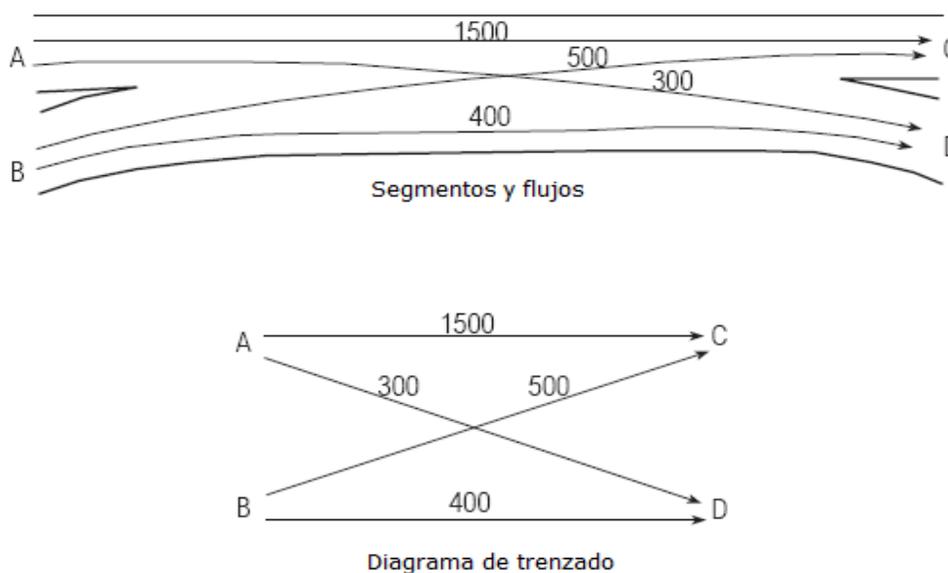
Dónde

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

4.3.9 Diagrama del segmento trenzado

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

Figura 4.3-11 Construcción y uso de diagramas de trenzado



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



4.3.10 Configuración del segmento trenzado

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

DETERMINACIÓN DEL TIPO DE CONFIGURACIÓN

Tabla 4.3-3 Determinación del tipo de configuración

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Los tres tipos de configuración geométrica se definen como sigue:

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

4.3.11 Determinación de las velocidades de trenzado y no trenzado

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

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

Ecuación 4.3-2

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



Dónde

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

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

Ecuación 4.3-3

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

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

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

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

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



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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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



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

4.3.11.1 Determinación de la Intensidad de Trenzado

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

Ecuación 4.3-4

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

Dónde

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

4.3.11.2 Constantes para el cálculo de los factores de intensidad

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

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

4.3.12 Determinación del tipo de operación

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

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

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

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



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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

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



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

4.3.13 Determinación de la velocidad del segmento trenzado

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

Ecuación 4.3-5

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

Dónde

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

4.3.14 Determinación de la densidad

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

Ecuación 4.3-6

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

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

4.3.15 Determinación de la Capacidad del segmento trenzado

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



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

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

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

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



Ecuación 4.3-7

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

Dónde

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

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

Ecuación 4.3-8

$$c_h = c * FHP$$

Dónde

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

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

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

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

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

⇒ Condiciones de operación específicas cuando ocurren condiciones sobresaturadas

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



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

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

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

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

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

- ⇒ Segmentos trenzados en calzadas de colector – distribuidor

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

- ⇒ Segmentos trenzados en calles urbanas

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

- ⇒ Segmentos trenzados múltiples.

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

4.4 Rampas

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

4.4.1 Componentes de la rampa

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

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

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

4.4.2 Características operacionales

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

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



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

4.4.3 Parámetros importantes en la operación de rampas

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

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

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

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

4.4.4 Capacidad de zonas de unión y separación

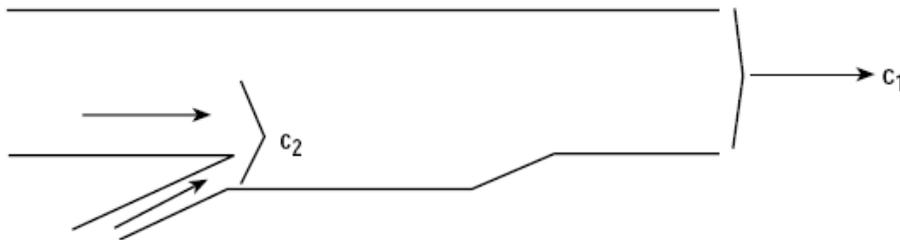
No hay evidencia de que las maniobras de unión y separación restrinjan la Capacidad total de un segmento básico de autopista aguas arriba o agua abajo. Por lo tanto, la Capacidad de un segmento básico de autopista aguas abajo no es influenciada por la turbulencia de una zona de



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

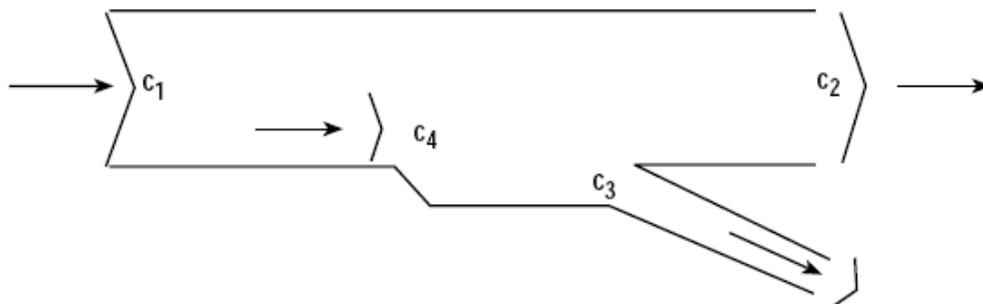
Del mismo modo, la Capacidad de un segmento básico de autopista aguas arriba no se ve afectado por la turbulencia de la zona de separación. La Capacidad total que puede ser manejada por el cruce de la separación es limitada o por la Capacidad del segmento de autopista próximo (aguas arriba) o por la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

Figura 4.4-2 Capacidad de zonas de unión



C1 = Capacidad de la zona de unión, controlada por la capacidad del segmento básico de carretera aguas abajo
C2 = Máximo flujo en el área de influencia de la unión (4,600 veh/h).

Figura 4.4-3 Capacidad de zonas de separación



La capacidad total de separación no puede ser mayor que la capacidad del segmento básico de carretera aguas arriba (C1) ó la capacidad del segmento básico aguas abajo (C2) mas la de la rampa (C3).

C4 = El flujo máximo de la carretera en los carriles 1 y 2 que pueden ingresar al área de influencia de la separación (4,400 veh/h).

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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



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

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

4.4.5 Nivel de Servicio

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

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

4.4.6 Datos de entrada y valores estimados requeridos para el análisis

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



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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

4.4.7 Alcance de la metodología

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

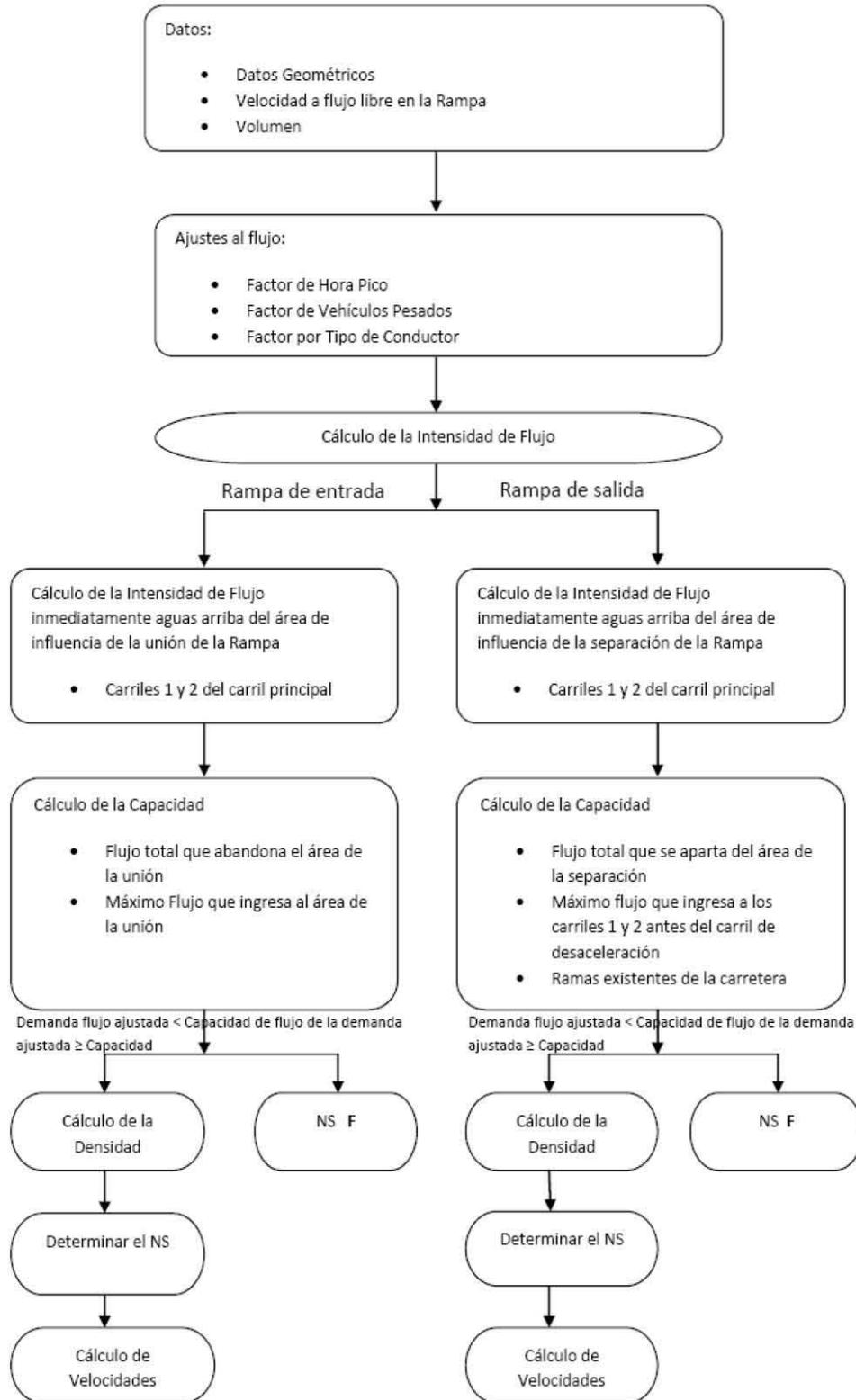
Los procedimientos en esta metodología permiten la identificación de la congestión probable en terminales de rampas de autopista (Niveles de Servicio) y para el análisis de operación en las uniones de rampa a autopista del Nivel de Servicio A al E.

4.4.8 Metodología (Rampas)

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



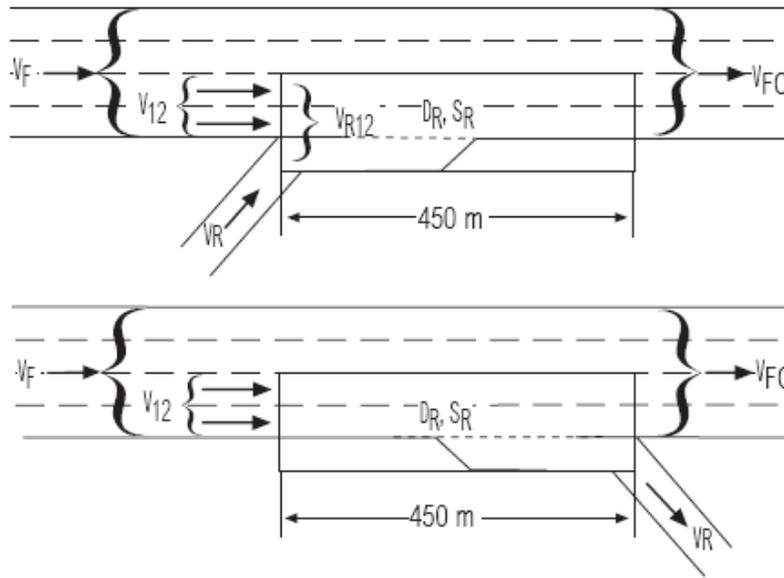
Figura 4.4-4 Metodología para Rampas



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Figura 4.4-5 Variables críticas de una rampa de unión



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

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

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

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

Ecuación 4.4-1

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

Dónde

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

4.4.9 Rampa de autopistas

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

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

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

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



Tabla 4.4-2 Criterios aproximados para la Capacidad de Rampas

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

4.4.10 Nivel de Servicio

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

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.4.11 Áreas de influencia de unión

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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



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

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

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

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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

4.4.11.3 Determinación de la distancia equivalente

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



Ecuación 4.4-2

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

Dónde

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

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

Ecuación 4.4-3

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

Dónde

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

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

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

4.4.11.4 Determinación de la Capacidad

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

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

Ecuación 4.4-4

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

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



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

Tabla 4.4-6 Valores de Capacidad para áreas de unión

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

4.4.11.5 Determinación del Nivel de Servicio

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

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

Ecuación 4.4-5

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

Dónde

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

4.4.11.6 Casos especiales

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

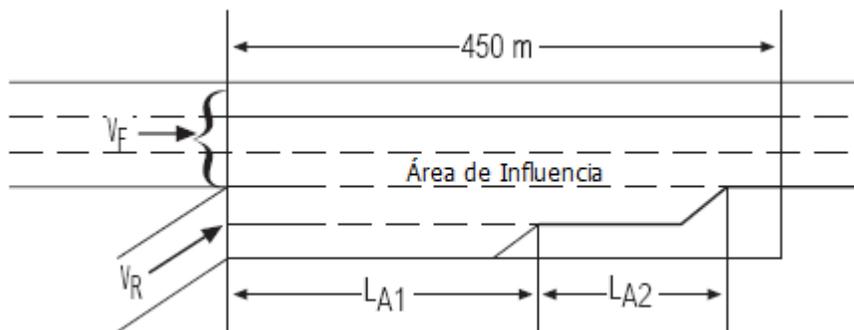


4.4.11.6.1 Rampas de entrada de dos carriles

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

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

Figura 4.4-6 Esquema de una rampa de dos carriles



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

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

Ecuación 4.4-6

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

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



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

4.4.11.6.2 Área principal de Unión

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

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

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

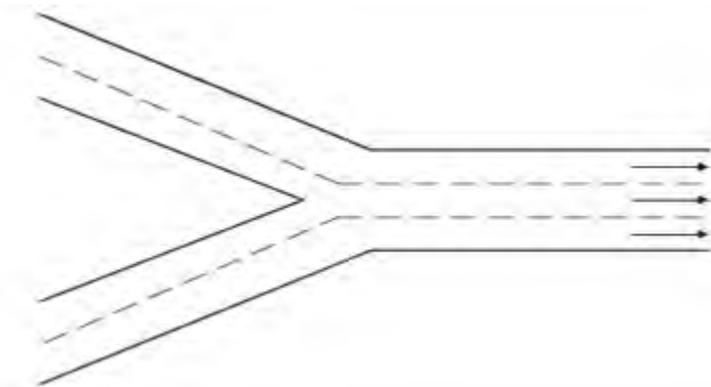
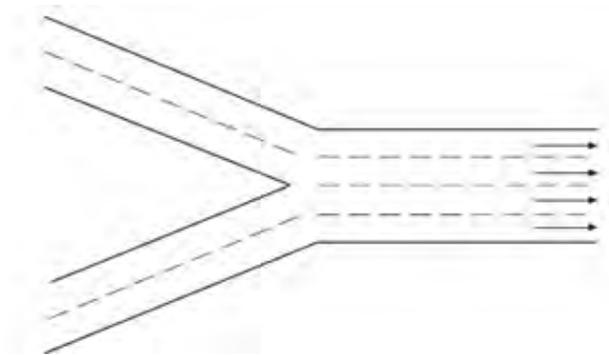


Figura 4.4-8 Área principal de unión con igual número de carriles en la salida del área de influencia



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

Tabla 4.4-7 Flujo en el quinto carril

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

Ecuación 4.4-7

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

Dónde

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

4.4.11.6.4 Rampas de entrada del lado izquierdo

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



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

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

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

4.4.12 Áreas de influencia de separación

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

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

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

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

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

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



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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

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

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



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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.4.12.3 Determinación de la distancia equivalente

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

Ecuación 4.4-8

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

Dónde

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

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

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

Ecuación 4.4-9

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

Dónde

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



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

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

4.4.12.4 Determinación de la Capacidad

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

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

Tabla 4.4-10 Valores de Capacidad para áreas de separación

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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



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

4.4.12.5 Determinación del Nivel de Servicio

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

Ecuación 4.4-10

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

Dónde

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

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

4.4.12.6 Casos especiales

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

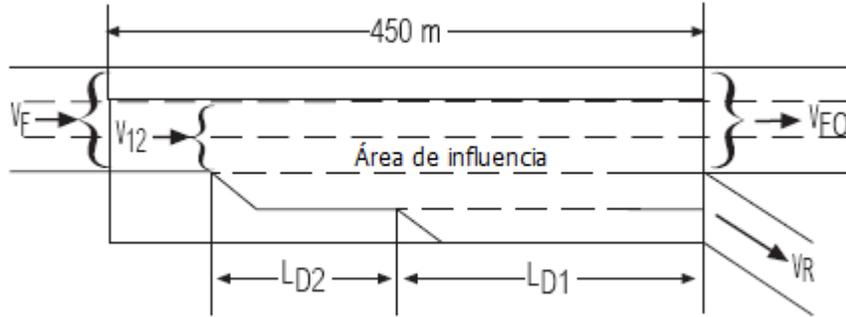
4.4.12.6.1 Rampas de salida de dos carriles

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

Geometrías comunes para rampas de salida de dos carriles:

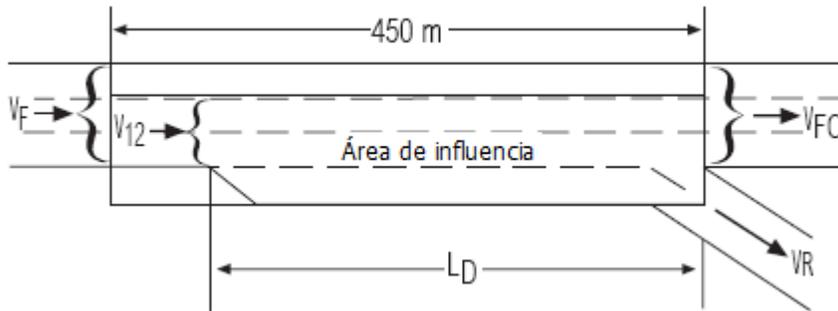


Figura 4.4-9 Geometrías comunes para rampas de salida de dos carriles



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Figura 4.4-10 Geometrías comunes para rampas de dos carriles



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

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

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

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

Ecuación 4.4-11

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



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

4.4.12.6.2 Área principal de separación

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

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

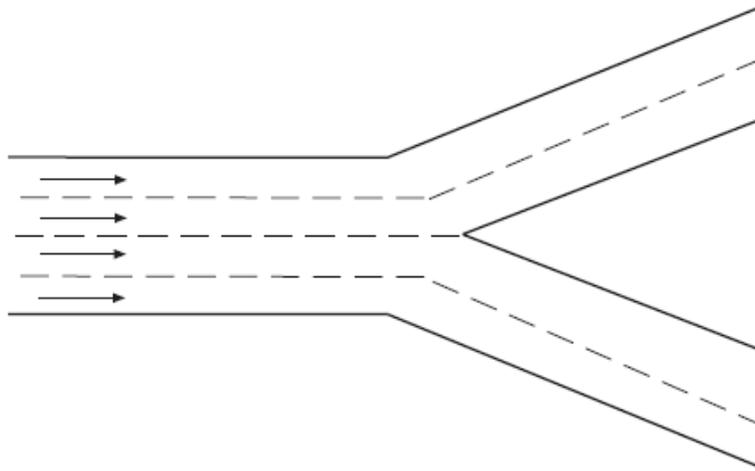
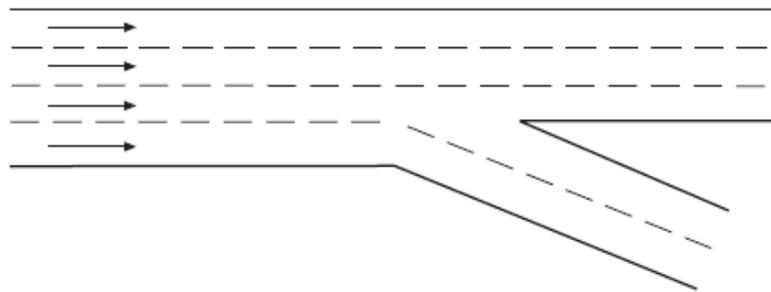


Figura 4.4-12 Área principal de separación con más carriles en la salida que en la entrada al área de influencia



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

Ecuación 4.4-12

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

Dónde

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

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

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

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

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

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

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

Tabla 4.4-11 Flujo en el quinto carril

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

4.4.12.6.4 Rampas de salida del lado izquierdo

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

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



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

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

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

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

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

4.4.13.1 Selección de las ecuaciones para estimar las velocidades

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

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



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

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

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

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

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

4.4.13.2 Determinación del flujo promedio en carriles exteriores

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

Ecuación 4.4-13

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

Dónde



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

4.4.13.3 Determinación de la velocidad media espacial

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

Ecuación 4.4-14

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

Ecuación 4.4-15

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

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

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

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

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

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



⇒ Condiciones sobresaturadas

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

⇒ Límite de velocidad y políticas de control

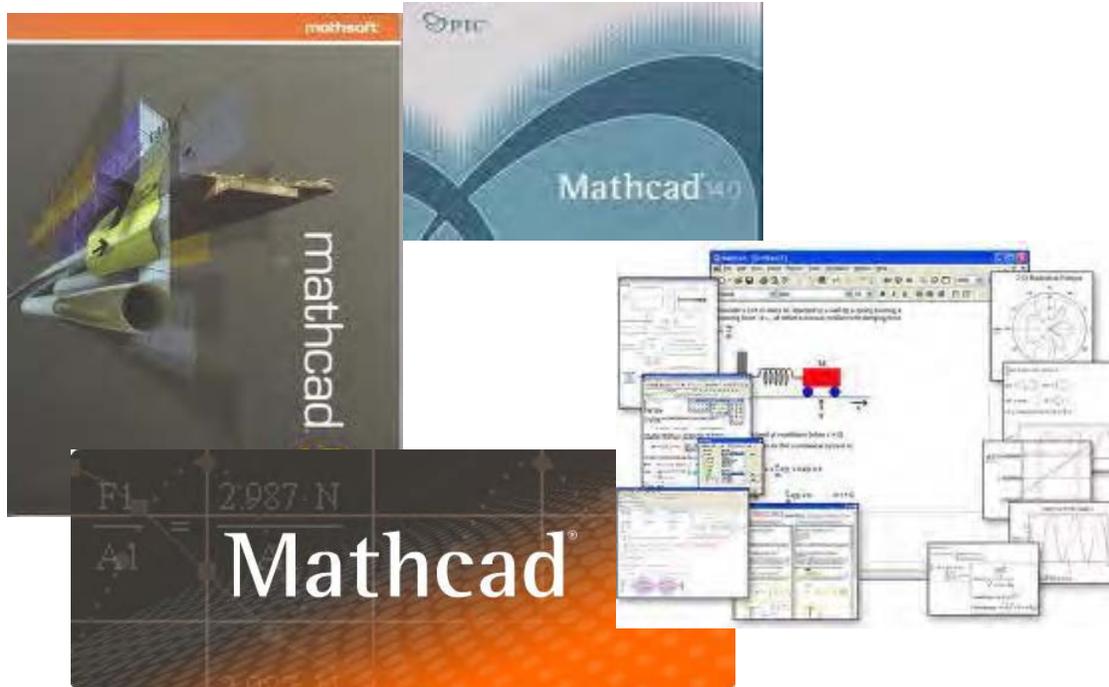
Los límites de velocidad afectan el comportamiento del flujo vehicular ya que limitan la libertad de maniobra de los conductores con lo que se altera el Nivel de Servicio y la Capacidad determinados con esta metodología, por ello no pueden ser considerados en el análisis.

⇒ Presencia de sistemas de transporte inteligente

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



5 MathCad



5.1 Introducción

En este capítulo se presentará al lector el programa que se utilizó para la automatización de las metodologías del *Highway Capacity Manual 2000*, que en este caso fue MathCad 14, que es un programa algebraico de computadora. A diferencia de otros software de cálculo matemático, MathCad es más intuitivo de usar, su filosofía es que es un programa más de documentación que de cálculo, aunque también es potente en este ámbito, es muy visual y permite el uso de plantillas de funciones en las que solo es necesario escribir los valores deseados, incluso para graficar funciones.

Éste capítulo no pretende enseñar al lector a manejar el programa utilizado para la automatización de los capítulos del HCM 2000, puesto que llevar a cabo esta labor no es sencilla ya que el tema es un tanto extenso.



5.2 MathCad 14

MathCad es un sistema que permite resolver una gran variedad de problemas utilizando una amplia variedad de herramientas soportando análisis y técnicas de visualización. MathCad es la herramienta estándar industrial pensada para los cálculos técnicos de ingenieros de todo el mundo. MathCad proporciona todas las Capacidades resolutiveas, la funcionalidad y la solidez necesarias para el cálculo, la manipulación de datos y el diseño industrial. La estandarización y reutilización de los cálculos mediante MathCad asegura el cumplimiento de los estándares. La versatilidad de MathCad permite que sea utilizado en una amplia gama de disciplinas para mejorar cálculos complejos, gráficos y aplicaciones en negocios, así como para realizar publicaciones del trabajo realizado en MathCad en la red.

5.3 ¿Qué es MathCad?

En general se puede pensar en MathCad como un programa que combina un sistema altamente poderoso de cómputo centrado en notaciones matemáticas y un procesador de texto flexible. Esto significa que con MathCad las tareas de mejoramiento en el área de cómputo, así como de documentación están integrados en un solo proceso, resultando con esto un incremento en la productividad.

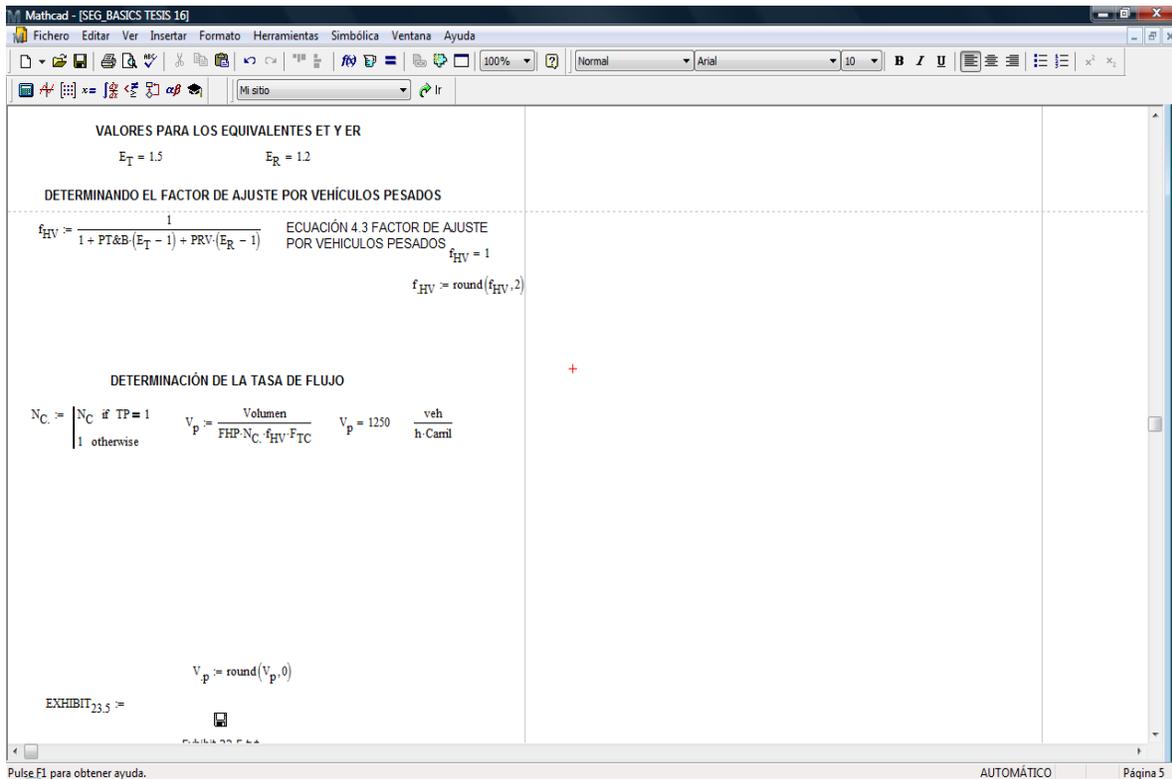
A diferencia de otros software, con la ayuda de MathCad el usuario puede plasmar las expresiones matemáticas de la misma manera en que él lo hace, esto porque el área de trabajo de MathCad es similar a una hoja de papel, en donde se pueden introducir ecuaciones, graficas, funciones y texto en cualquier parte del área de trabajo como se muestra en la Figura 5.3-1.

El introducir una formula en MathCad es muy sencillo puesto que solo necesita escribirla como se observa comúnmente en los libros de texto y listo, pero la única diferencia es que éstas se encuentran vivas, al realizar un cambio en alguna variable o ecuación, MathCad realiza el cálculo nuevamente de manera instantánea. Ésta nueva tecnología es referida por MathCad como una interfaz de documento vivo. A parte de todas las herramientas que ofrece éste grandioso software también es capaz de manejar unidades y realizar conversiones sin ningún problema. Las unidades son utilizadas frecuentemente en nuestros cálculos, así que MathCad regresa el resultado en las unidades deseadas por el usuario.

MathCad permite que el usuario tome el control totalmente, el usuario puede controlar el formato de ecuaciones, expresiones y resultados. Con ayuda de este programa se pueden resolver una gran variedad de problemas técnicos, desde los más elementales hasta los más complicados, es un software que te da el poder para tener el trabajo hecho. Con MathCad se puede explorar problemas, formular ideas, analizar datos, modelar, programar y probar escenarios y así elegir la mejor solución para después documentar, presentar y finalmente comunicar los resultados de una manera entendible y mucho más flexible.



Figura 5.3-1 Visualización de la hoja de trabajo en MathCad



Fuente:Elaboración propia.

5.4 Creación de la automatización

El objetivo de esta tesis es desarrollar una automatización que facilite el cálculo de las medidas de eficiencia para determinar las condiciones y el Nivel de operación de instalaciones de autopistas como son *Segmentos Básicos de Autopistas*, *Segmentos de Autopista Trenzados* y *Rampas*.

La idea central de este trabajo es elaborar una automatización que simplifique las operaciones a realizar en el proceso de determinación de la Capacidad y Niveles de Servicio de las instalaciones de autopistas que han sido mencionadas anteriormente, así como la determinación de algunas medidas de eficiencia como son la velocidad y la densidad en dichas instalaciones. La simplificación a la que se llega al elaborar esta automatización reduce las acciones a simplemente introducir los datos geométricos de las instalaciones, datos sobre la demanda, algunas características del flujo vehicular, así como características de las instalaciones que determinan sus condiciones de operación y en su caso, los parámetros para planeación de segmentos básicos de autopistas.

Como ya se ha mencionado, MathCad es una potente pero amigable herramienta y en este caso permitió elaborar una automatización en el que la interfaz de usuario es similar a la de un software comercial, en el que hay que ingresar la información que necesitan las metodologías del HCM 2000 para poder realizar el análisis de las instalaciones que están sujetas a dichas metodologías, como se muestra en la Figura 5.4-1.



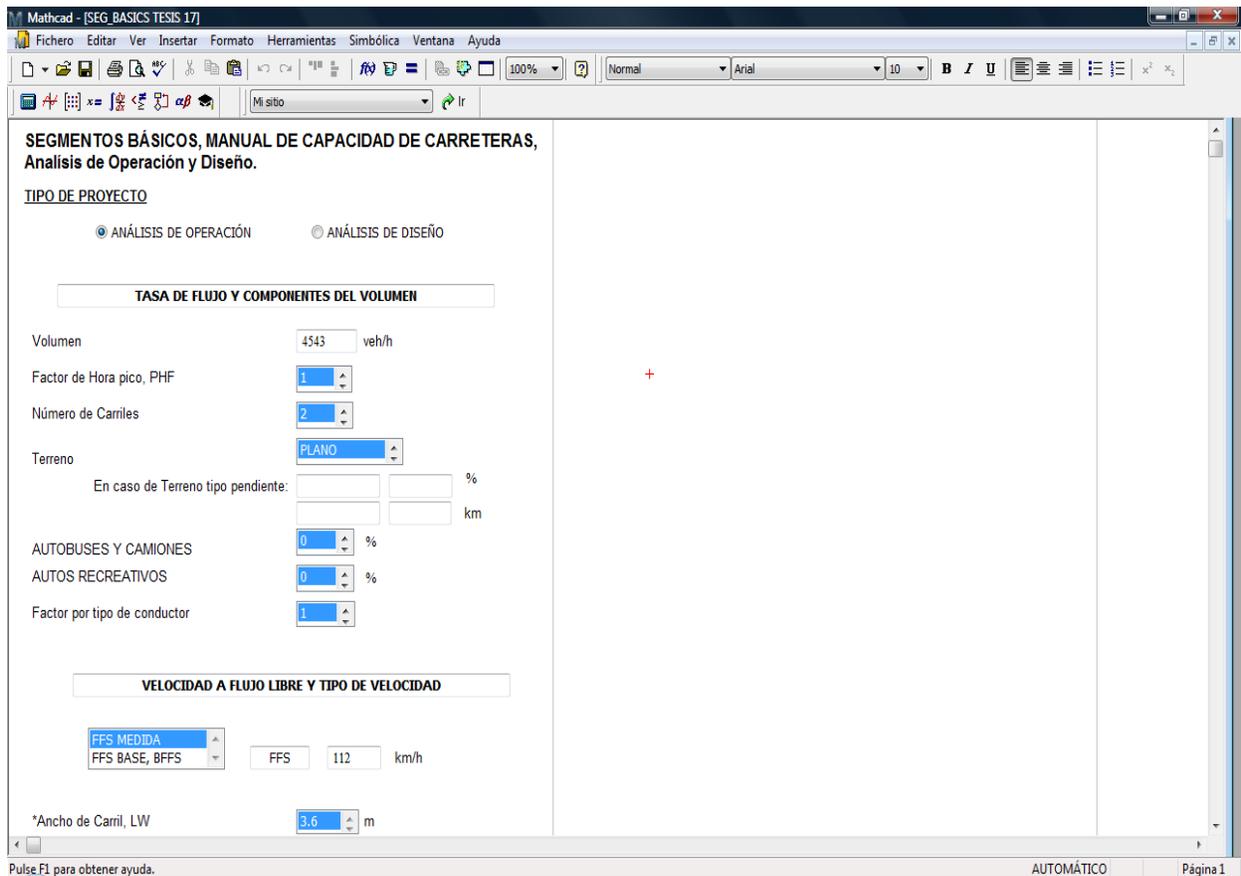


Figura 5.4-1 Ingreso de datos en el área de trabajo

Fuente:Elaboración propia.

Como se muestra en la Figura 5.4-1, la automatización se construyó de tal forma que el usuario se limita a indicar algunas características de la instalación a analizar, así como ingresar datos sobre las características de tránsito. Para lograr esto se utilizaron “scripts” como son:

- ⇒ Cajas de texto,
- ⇒ Botones circulares,
- ⇒ Listas, y
- ⇒ Casilla de verificación.

5.4.1 Scripts

Un *script* (cuya traducción literal es “guion”) o archivo de órdenes o archivo de procesamiento por lotes es un programa usualmente simple, que por lo general se almacena en un archivo de texto plano. El uso habitual de los scripts es realizar diversas tareas como combinar componentes, interactuar con el sistema operativo o con el usuario como es el caso de los scripts de esta



automatización, en el que se ingresan valores de demanda y se pueden seleccionar algunas características de la instalación a analizar, como se muestra en la Figura 5.4-2.

Los scripts utilizados por MathCad 14 se desarrollan en Visual Basic 6.0, los cuales constan de métodos y eventos, como se muestra en la Figura 5.4-2.

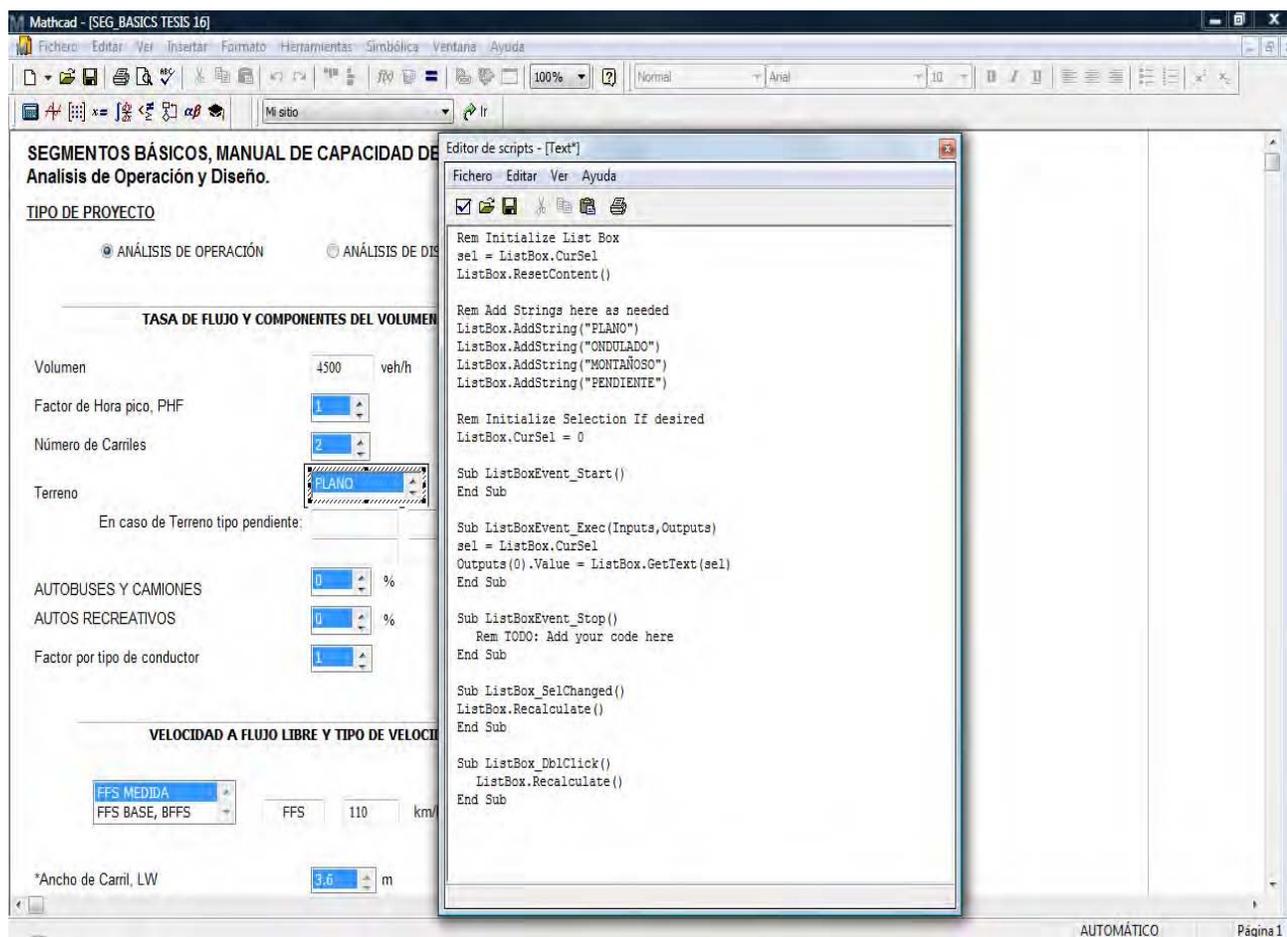


Figura 5.4-2 Uso de scripts en la automatización de las metodologías

Fuente:Elaboración propia.

El uso de scripts facilita y ordena el ingreso de la información necesaria para realizar el análisis, con lo que logramos tener una mejor presentación.

5.5 Estructura de la automatización

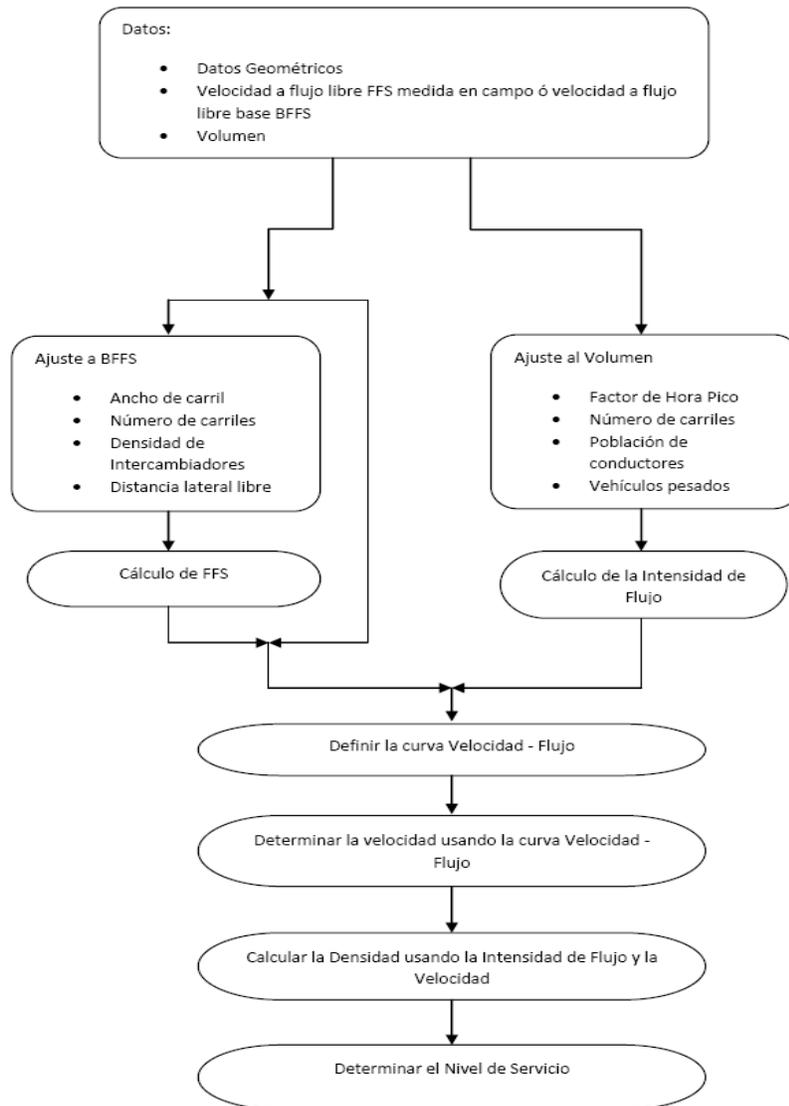
En los capítulos anteriores se presentó la base teórica que fue necesaria para la realización de ésta tesis. En esta sección se presenta la estructura de la automatización.

Debido a que son tres tipos de instalaciones diferentes las que se pretende analizar con las metodologías de los capítulos 23, 24 y 25 del *Highway Capacity Manual 2000*, se crearon tres



automatizaciones en MathCad que nos permiten realizar dichos análisis. A continuación se muestra el diagrama de flujo proporcionado por la metodología para *segmentos básicos de autopistas* y que se describió en el capítulo anterior.

METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTAS

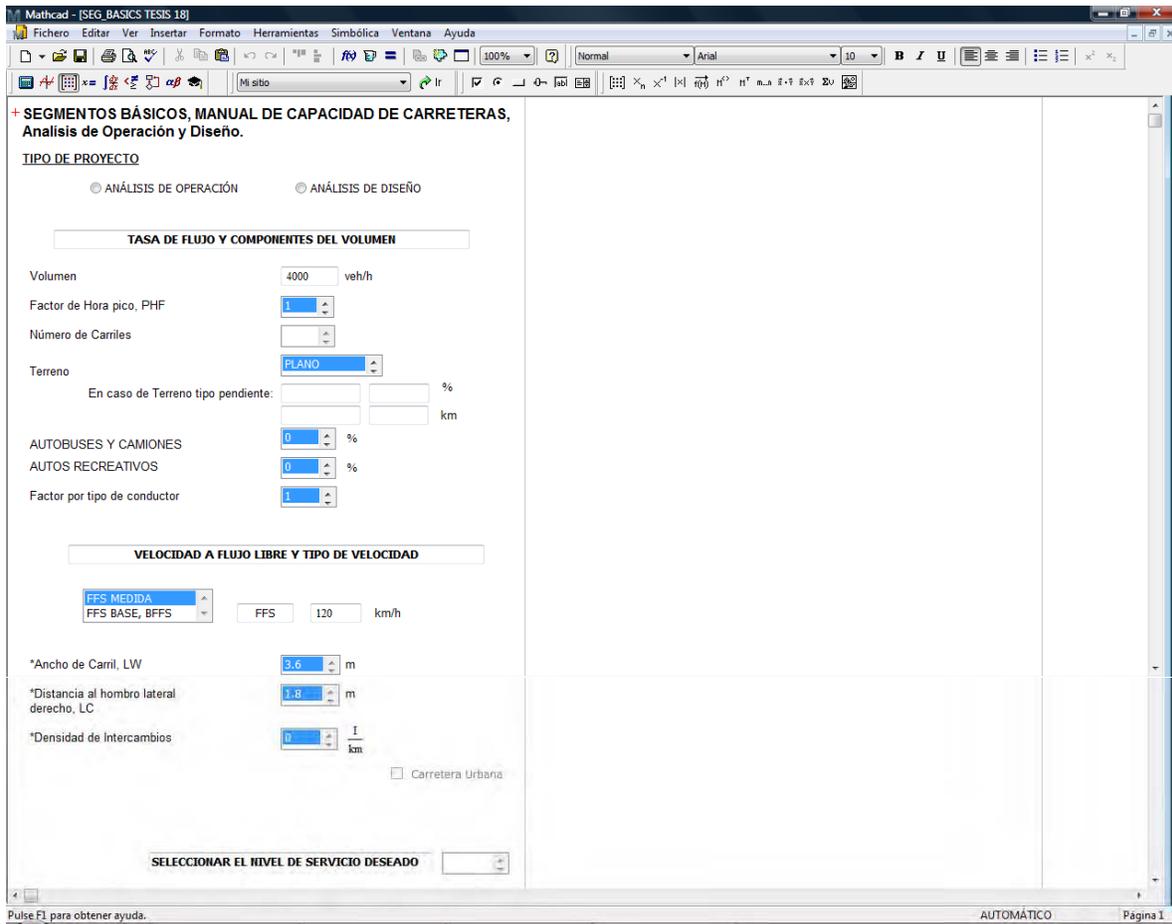


Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

La automatización para segmentos básicos de autopistas creado en MathCad se basa en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 4.2-4. Ahí se aprecia la parte inicial de la hoja de trabajo que corresponde al ingreso y selección de datos y características de la instalación a analizar, como se muestra en la Figura 5.5-1:



Figura 5.5-1 Ingreso y selección de datos en la hoja de trabajo de MathCad

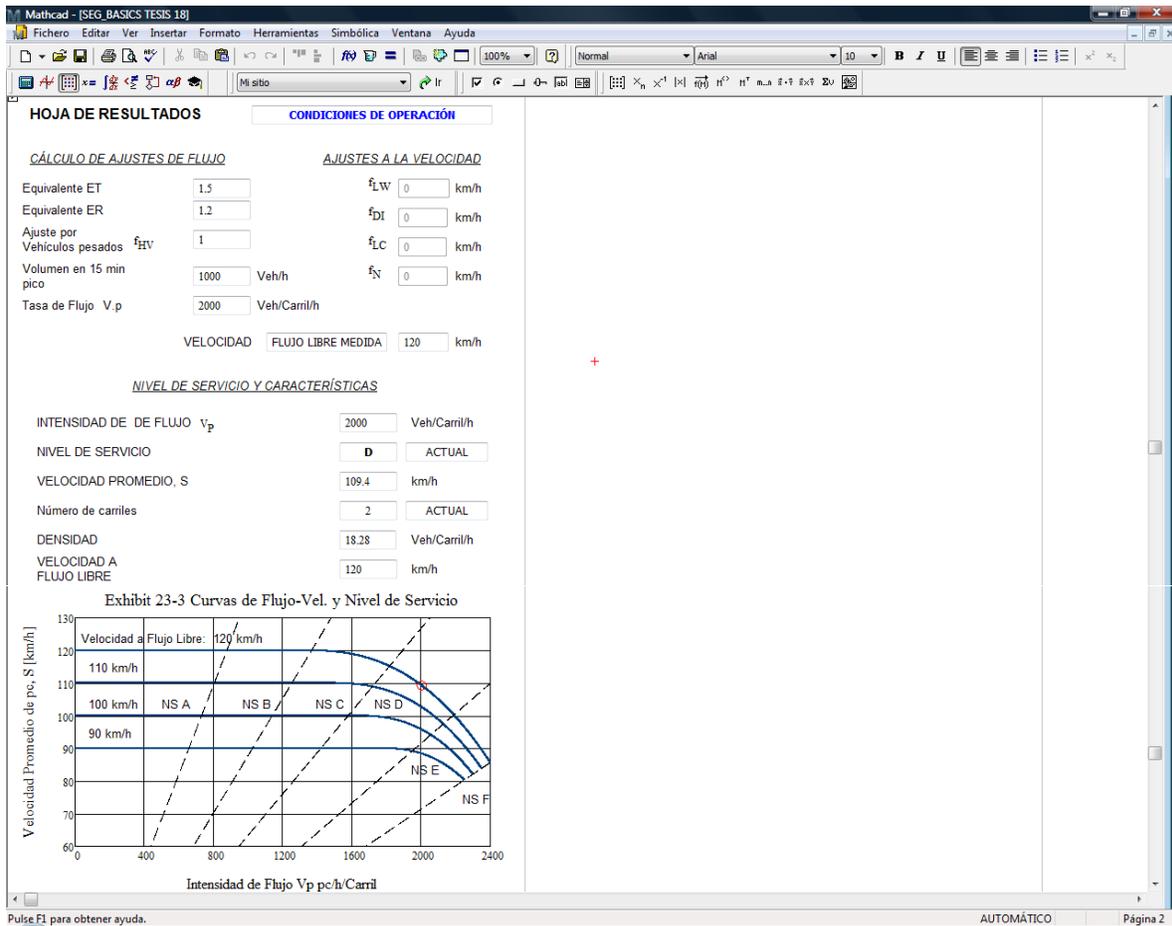


Fuente:Elaboración propia.

La Figura 5.5-2 muestra los resultados de los cálculos subsecuentes del diagrama de flujo. Tenga en cuenta que en la automatización creada no se muestran las operaciones realizadas, esto con el fin de simplificar el desarrollo del análisis.



Figura 5.5-2 Hoja de resultados de MathCad



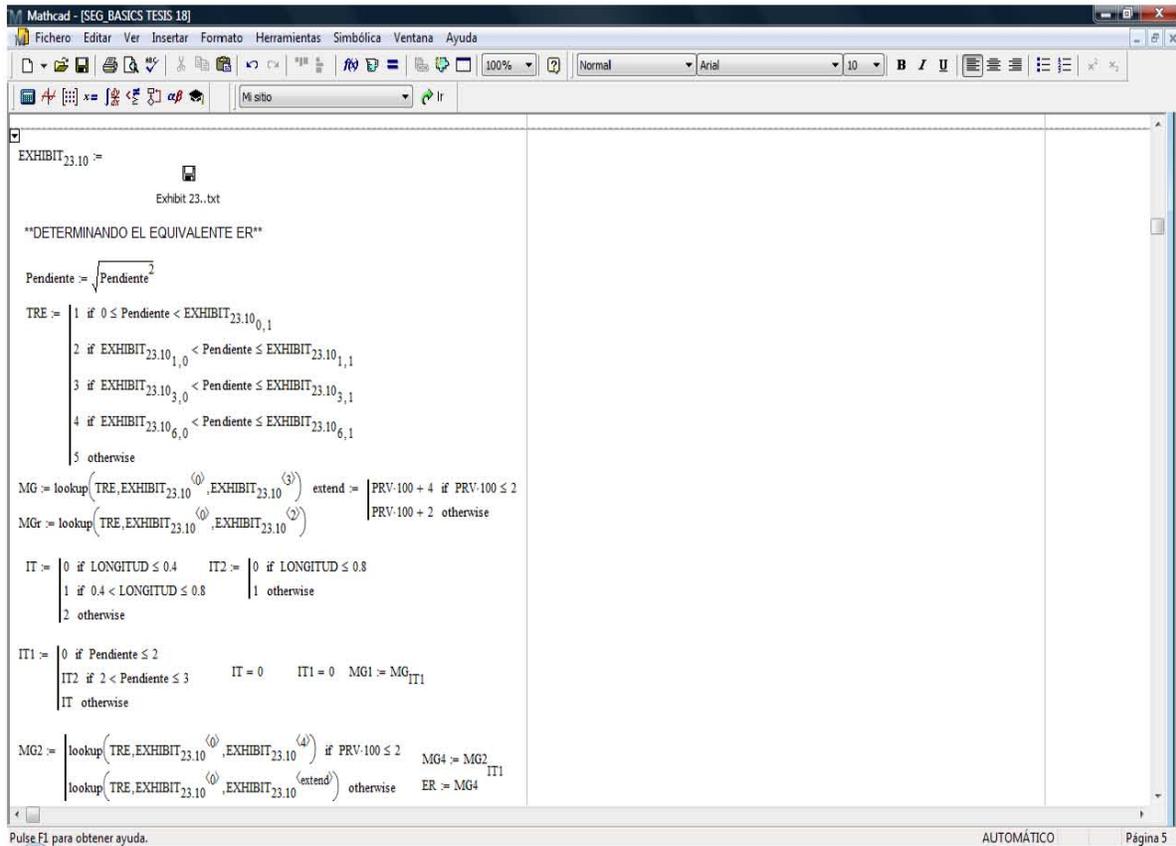
Fuente:Elaboracion propia.

5.6 Automatización de las metodologías

Como se ha mencionado con anterioridad, las automatizaciones realizadas en MathCad para las metodologías del HCM 2000, no muestran las operaciones ni algún tipo de código que indique como se realizó dicha programación; sin embargo, se requirió definir una gran cantidad de variables para lograr que la automatización realice las operaciones y asignaciones que se necesitan para llevar a cabo el análisis por medio de las metodologías ya mencionadas. Dichas variables se encuentran en una parte interna de las hoja de trabajo que no se encuentra visible en la interfaz principal pero que puede observarse en la Figura 5.6-1 y en la Figura 5.6-2



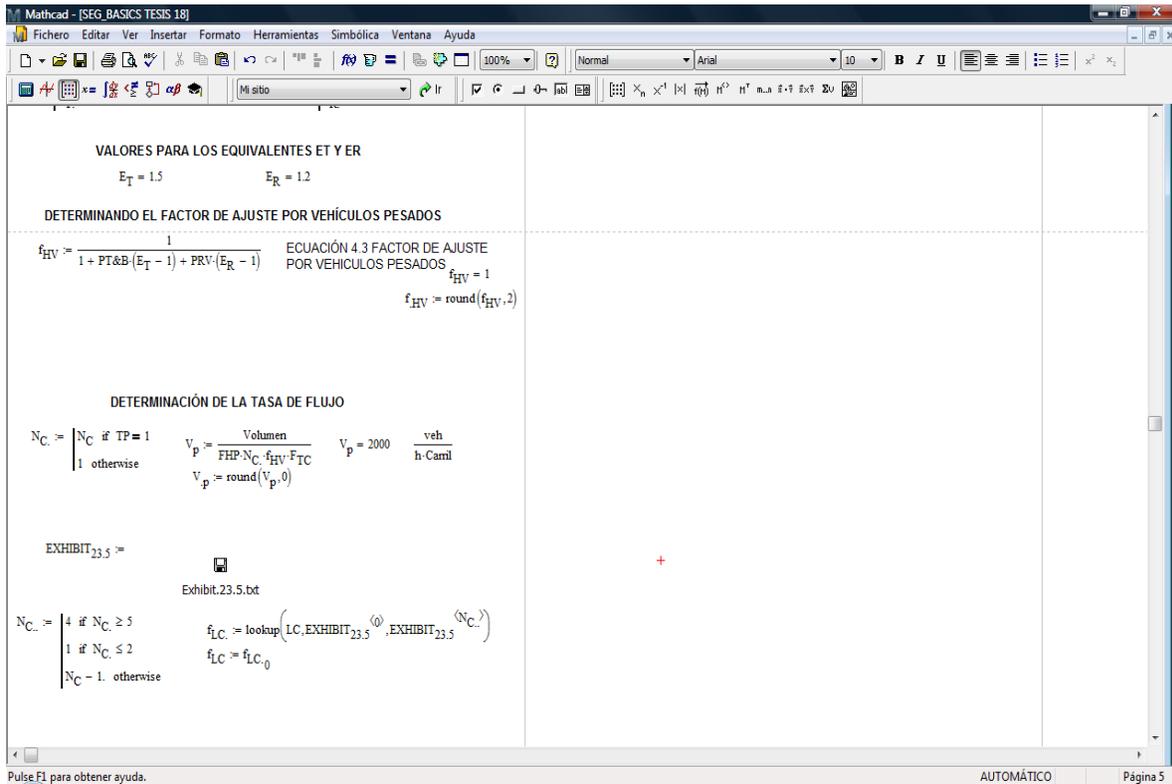
Figura 5.6-1 Uso de variables de apoyo no visibles u ocultas en la interfaz principal



Fuente:Elaboración propia.



Figura 5.6-2 Uso de variables de apoyo, ecuaciones y criterios del capítulo 4 no visibles en la interfaz principal



Fuente:Elaboración propia.

En las figuras anteriores se muestran algunas de las variables que se utilizaron en la automatización de las metodologías, así como las ecuaciones y criterios definidos a lo largo del capítulo 4.

Es importante mencionar que las automatizaciones aquí presentadas utilizan archivos externos en formato .txt, lo que se traduce en mayor velocidad de procesamiento ya que las hojas de trabajo se limitan a buscar valores con base en los parámetros proporcionados al inicio del análisis (Figura 5.4-1) para realizar los cálculos. Esto como parte del aprovechamiento de la gran Capacidad y versatilidad que posee MathCad.

Se decidió que no aparecieran las variables definidas para realizar los cálculos porque esto le da una mayor apariencia a un software comercial en el que solo hay un área de ingreso de datos y un área en donde se despliegan los resultados (como se observa en la Figura 5.5-1). Además porque se pensó en generar una automatización que sea amigable y que su interfaz sea más legible.

La programación de las metodologías para segmentos trenzados de autopistas y rampas se realizó de la misma manera que para segmentos básicos, apoyándose en los diagramas de flujo de la Figura 4.3-9 y de la Figura 4.4-4 generando variables de apoyo para la realización de los análisis y al igual que para segmentos básicos, dichas variables no aparecen en la interfaz principal ya que se busca una apariencia simplificada y legible.



De la misma manera que para la metodología programada de segmentos básicos, las automatizaciones para segmentos trenzados y rampas cuentan con un área de ingreso de datos y un área en la que se presentan los resultados como se muestra en la Figura 5.6-3, Figura 5.6-4, Figura 5.6-5 y Figura 5.6-6.

Figura 5.6-3 Ingreso de datos y características en la hoja de Segmentos Trenzados

TRENZADO, MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS, Análisis de operación.

CONFIGURACIÓN DE TRENZADO

TIPO A TIPO B TIPO C MultiCarril y Colector-Distribuidor

COMPONENTES DEL VOLUMEN

Número de Carriles: Nc

VELOCIDAD: km/h

Longitud [m]:

V_{A-D} 692 Veh/h

V_{A-C} 1815 Veh/h

V_{B-C} 1037 Veh/h

V_{B-D} 1297 Veh/h

TERRENO:

En caso de tipo de Terreno pendiente: %

km

COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN Y AJUSTES

	A - C	B - D	A - D	B - C
FACTORE DE HORA PICO	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>
AUTOBUSES Y CAMIONES [%]	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Equivalente por Autobuses y Camiones	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text" value="1.5"/>
VEHICULOS RECREACIONALES [%]	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Equivalente por Vehiculos Recreacionales	<input type="text" value="1.2"/>	<input type="text" value="1.2"/>	<input type="text" value="1.2"/>	<input type="text" value="1.2"/>
AJUSTE POR TIPO DE CONDUCTOR	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>

Pulse F1 para obtener ayuda. AUTOMÁTICO Página 1

Fuente:Elaboración propia.



Figura 5.6-4 Hoja de resultados de Segmentos Trenzados

HOJA DE RESULTADOS

CONDICIONES DE OPERACIÓN

VELOCIDAD A FLUJO LIBRE: 110 km/h
 LONGITUD DEL TRAMO TRENZADO: 450 m
 NÚMERO DE CARRILES: 3
 TIPO DE TERRENO: PLANO
 RELACIÓN DE VOLUMEN VR: 0.36
 RELACIÓN DE TRENZADO R: 0.4
 CONFIGURACIÓN DE TRENZADO: A

CONVERSIONES A Veh/h BAJO CONDICIONES BASE

V	PHF	T%	RV%	E _T	E _R	f _{HV}	f _p	V	veh/h
1815.00	1.00	0.00	0.00	1.50	1.20	1.00	1.00	1815.00	V _{AC}
1297.00	1.00	0.00	0.00	1.50	1.20	1.00	1.00	1297.00	V _{BD}
692.00	1.00	0.00	0.00	1.50	1.20	1.00	1.00	692.00	V _{AD}
1037.00	1.00	0.00	0.00	1.50	1.20	1.00	1.00	1037.00	V _{BC}

MSOL =

V_T 1729 veh/h V_{NT} 3112 veh/h V_{Tot} 4841 veh/h

VELOCIDADES EN SEGMENTOS TRENZADOS Y NO TRENZADOS

Constantes para factores de intensidad	T	NT
a	0.15	0.004
b	2.2	4
c	0.97	1.3
d	0.8	0.75

EXHIBIT 24-6

Factores de intensidad en segmentos trenzados y no trenzados	Velocidad de trenzado y no trenzado	Velocidad de trenzado y no trenzado
	1.11	0.74
	68.61	78.09

NÚMERO DE CARRILES REQUERIDOS: 1.32
 MÁXIMO NÚMERO DE CARRILES: 1.4

TIPO DE OPERACIÓN: **NO RESTRINGIDA**

VELOCIDAD DE SEGMENTO TRENZADO, DENSIDAD, NIVEL DE SERVICIO Y CAPACIDAD

VELOCIDAD DE SEGMENTO TRENZADO	74.4	km/h
DENSIDAD DE SEGMENTO TRENZADO	21.7	pc/km/Carril
NIVEL DE SERVICIO, NS	D	
CAPACIDAD EN CONDICIONES BASE	5526	pc/h
CAPACIDAD EN 15 MIN PICO	5526	veh/h
CAPACIDAD COMO VOLUMEN MÁX	5526	veh/h

Pulse F1 para obtener ayuda. AUTOMÁTICO Página 1

Fuente:Elaboración propia.



Figura 5.6-5 Ingreso de datos y características en la hoja de trabajo de Rampas

Mathcad - [Rampas18]

Fichero Editar Ver Insertar Formato Herramientas Simbólica Ventana Ayuda

Normal Arial 10

RAMPAS, MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS.
ANÁLISIS DE OPERACIÓN

TIPO DE UNIÓN:
 RAMPA DE ENTRADA RAMPA DE SÁLIDA

DATOS DE LA CARRETERA

VOLUMEN V: 2500 veh/h
 VELOCIDAD A FLUJO LIBRE: 100 km/h
 NÚMERO DE CARRILES, en el segmento de entrecruzamiento: 2

DATOS DE LA RAMPA DE ENTRADA

LADO DE LA CONEXIÓN DE LA RAMPA A LA CARRETERA: DERECHO
 VELOCIDAD A FLUJO LIBRE: 70 km/h
 NÚMERO DE CARRILES: 1
 VOLUMEN VR: 550 veh/h
 Longitud del 1er carril de: Aceleración, LA o LA1: 225 m
 0 m

EXISTE RAMPA ADYACENTE?: NO
 POSICIÓN DE LA RAMPA ADYACENTE: N/D
 TIPO DE LA RAMPA ADYACENTE: N/D
 VOLUMEN EN LA RAMPA ADYACENTE: 0 veh/h
 DISTANCIA A LA RAMPA ADYACENTE: 0 m

AJUSTES AL VOLUMEN

Componentes del Volumen	En la Autopista	En la rampa	En la rampa adyacente
Factor de hora pico, FHP	1	1	0.9
Volumen pico V 15 min	625 veh	138 veh	0 veh
terreno	PLANO	PLANO	N/D
Pendiente %	0	0	0
Longitud [km]	0	0	0

Composición del Volumen

	En la Autopista	En la rampa	En la rampa adyacente
Porcentaje de camiones y autobuses	0 %	0 %	0 %
Porcentaje de camiones y autobuses	0 %	0 %	0 %
Porcentaje de vehículos recreacionales	0 %	0 %	0 %
Factor por tipo de conductor f_p	1	1	0.9

Equivalente por Autobuses y Camiones ET: 1.5 1.5 0

Equivalente por Vehículos Recreacionales ER: 1.2 1.2 0

Ajuste por vehículos pesados F_{HV} : 1 1 0

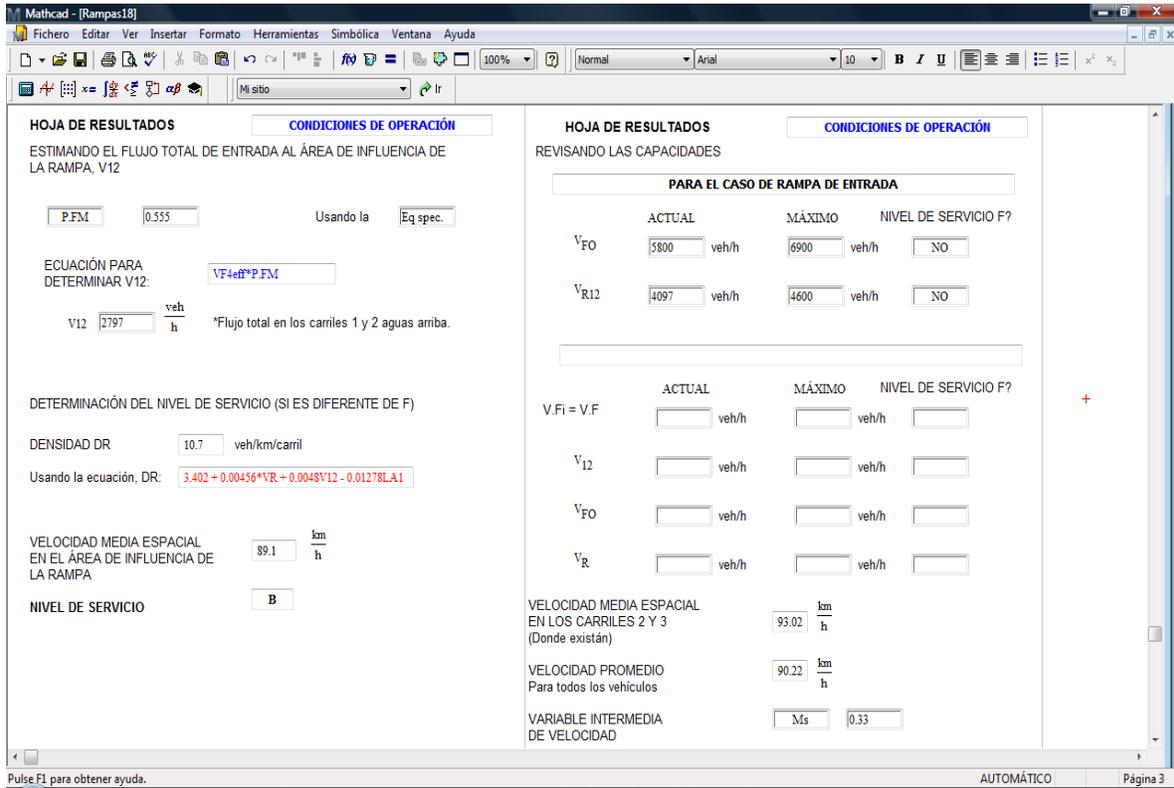
Intensidad de Flujo V_p [veh/h]: 2500 550 0

Pulse F1 para obtener ayuda. AUTOMÁTICO Página 1

Fuente: Elaboración propia.



Figura 5.6-6 Hoja de resultados de Rampas

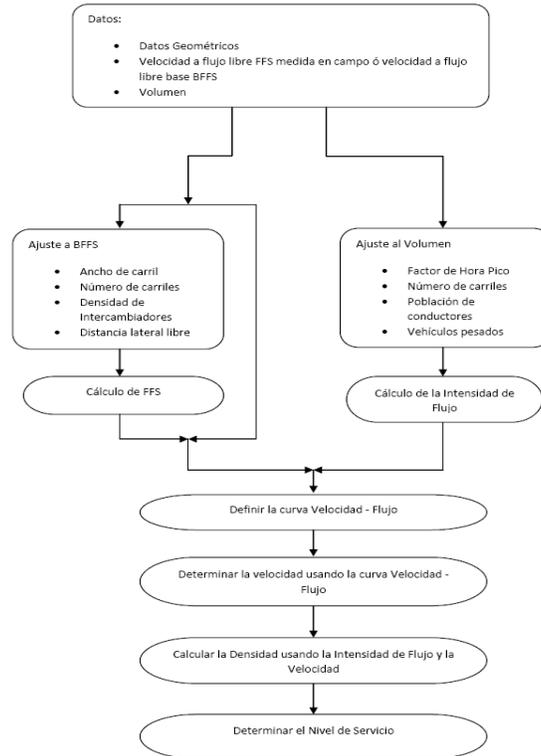
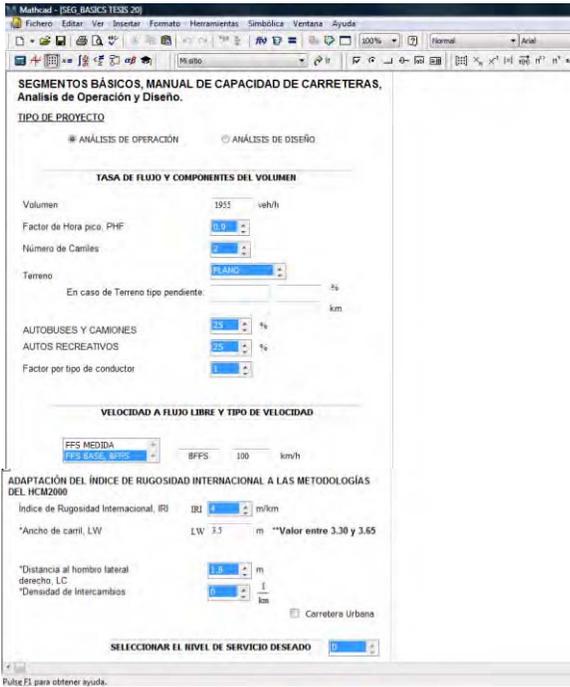


Fuente:Elaboración propia.

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, las ecuaciones y criterios descritos en el capítulo 4 no se muestran, sin embargo toda la programación de las metodologías se basa en lo descrito en el capítulo anterior.



6 Aplicación de la automatización a las Metodologías



6.1 Introducción

En esta sección se presenta una serie de problemas que se resolverán con las metodologías de los capítulos 23, 24 y 25 del *Highway Capacity Manual 2000*; los análisis se realizarán primero en forma manual y después se resolverán los mismos problemas utilizando la automatización diseñada.



6.2 Segmentos Básicos de Autopistas

6.2.1 Análisis de operación. Problema de ejemplo 1

Existe una autopista de cuatro carriles en un área rural, con geometría muy restringida, terreno ondulado y límite de velocidad de 110 km/h.

Se pregunta: ¿Cuál es el Nivel de Servicio durante la hora pico?

Los datos del problema son:

- ✓ Dos carriles en cada dirección,
- ✓ Ancho de carril de 3.3 m,
- ✓ 0.6 distancia lateral,
- ✓ Usuarios comunes,
- ✓ 2,000 veh/h volumen de hora pico (1 dir.)
- ✓ 5 por ciento de camiones,
- ✓ Factor de Hora Pico 0.92,
- ✓ 0.6 Intercambios por kilómetro, y
- ✓ Terreno ondulado.

Comentarios:

- ✓ Se supone 0 por ciento de autobuses y vehículos recreacionales ya que no se indica presencia de estos.
- ✓ Se supone una Velocidad a Flujo Libre Base de 120 km/h para áreas rurales.
- ✓ Se supone que el número de carriles no afecta a la velocidad a flujo libre ya que la autopista está en un área rural.
- ✓ Se supone $f_p=1.00$ para usuarios comunes.

Solución

Todos los parámetros de entrada se conocen. Se calcula la demanda en términos de vehículos de pasajeros por hora por carril, se estima una velocidad de vehículos de pasajeros y se calcula el valor de la densidad usando la velocidad y la tasa de flujo. Los cálculos se muestran a continuación:

Conversión del volumen (veh/h) a tasa de flujo (veh p/h/carril), usando la Ecuación 4.2-2.

Ecuación 4.2-2

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

Para lo que es necesario determinar el factor por vehículos pesados con la Ecuación 4.2-3:

Ecuación 4.2-3

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

Por lo tanto,



$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.05(2.5 - 1) + 0}$$

$$f_{HV} = 0.93$$

Ahora que se conoce el factor por vehículos pesados, se procede a realizar la conversión a vehículos de pasajeros:

$$v_p = \frac{2,000}{0.92 * 2 * 0.92 * 1.00} = 1,169 \frac{veh\ p/h}{carril}$$

Una vez que se conoce la tasa de flujo, se calcula la velocidad a flujo libre utilizando la Ecuación 4.2-1 y apoyándonos en las Tabla 4.2-3 a la Tabla 4.2-6.

Ecuación 4.2-1

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

Por lo tanto,

$$FFS = 120 - 3.1 - 3.9 - 0.0 - 3.9$$

$$FFS = 109.1\ km/h$$

Por último, se calcula la densidad con la Ecuación 4.2-4:

Ecuación 4.2-4

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

$$D = \frac{1169}{109.1} = 10.75 \approx 11 \frac{veh\ p/h}{carril}$$

Y se determina el Nivel de Servicio con ayuda de la Tabla 4.2-2, llegando a:

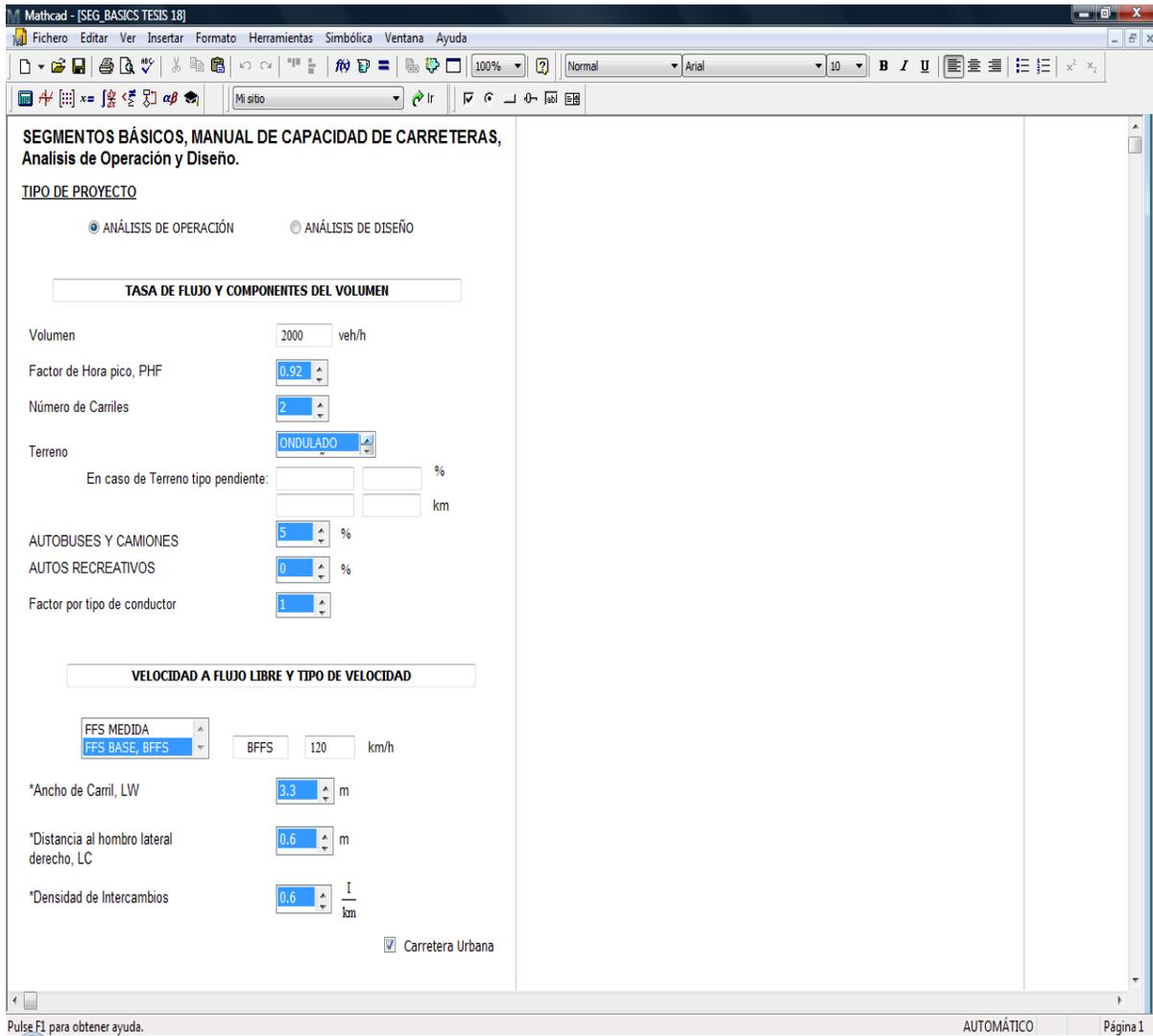
Nivel de Servicio **B**.

En el punto anterior se resolvió el problema de forma manual, sin embargo, la idea de esta tesis es agilizar el análisis de un segmento básico de autopista, para ello se ingresaron los datos del problema anterior en la hoja de trabajo desarrollada en MathCad, como se muestra a continuación.

En la siguiente figura se muestra el ingreso de datos en la hoja de trabajo de MathCad.

Figura 6.2-1 Ingreso de datos en la hoja de trabajo para Segmentos Básicos de Autopistas



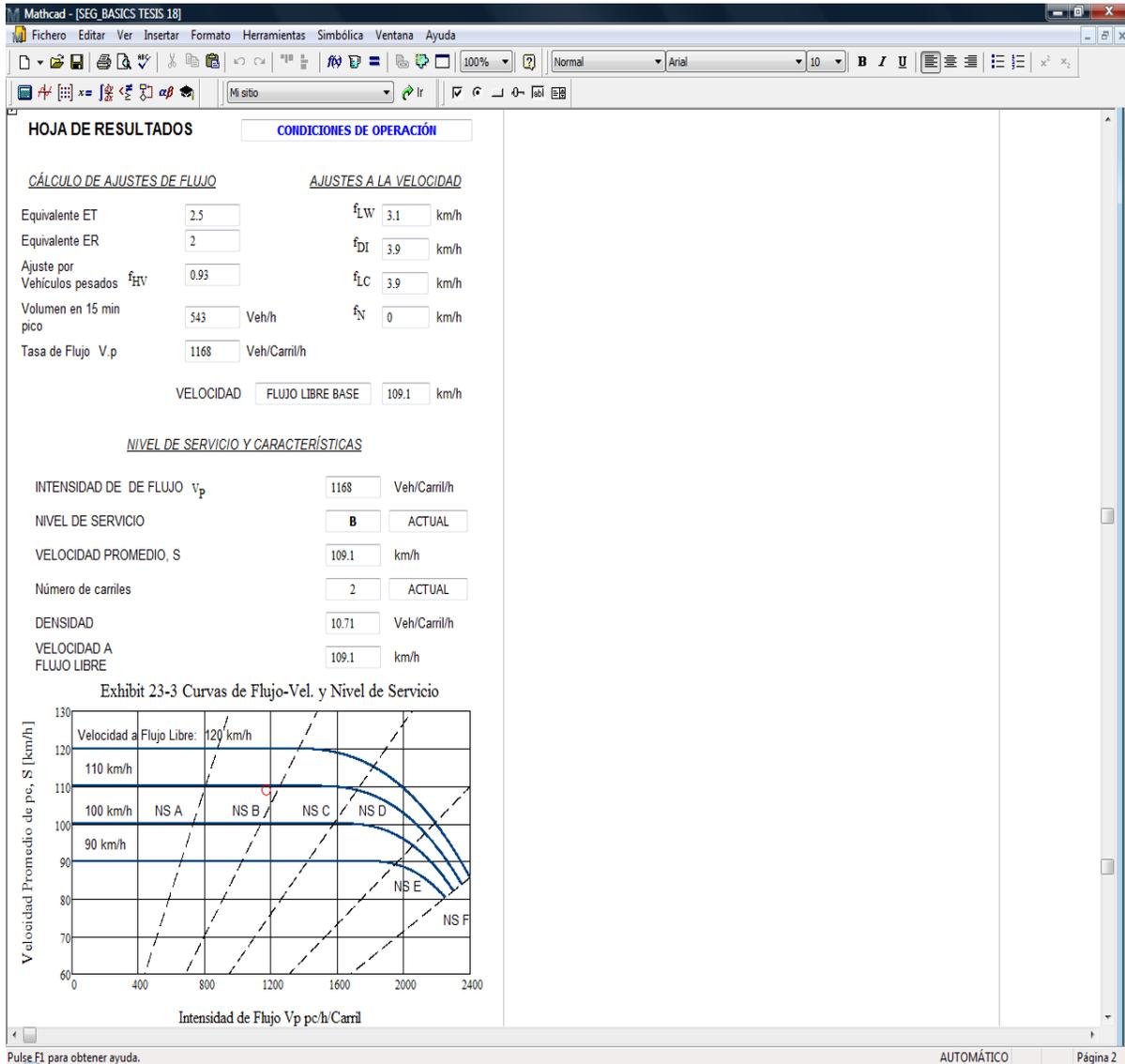


Fuente:Elaboración propia.

En la siguiente imagen se muestra la hoja de resultados para el problema del punto anterior:



Figura 6.2-2 Hoja de resultados para problema de ejemplo 1



Fuente:Elaboración propia.

De la hoja de resultados anterior, se puede observar que los resultados obtenidos de forma manual son muy similares a los obtenidos con la automatización.



6.2.2 Análisis de Operación. Adaptación del Índice de Rugosidad Internacional a la metodología para Segmentos Básicos de Autopistas del HCM2000.

Para ejemplificar el impacto de la modificación inducida se considera el tramo de 12 km en la carretera Querétaro – San Luis Potosí, del km 78 + 000 al 90 + 000, que se encuentra en condiciones no óptimas en cuanto a calidad de la superficie de rodamiento se refiere, promediando un Índice de Rugosidad Internacional igual a 4 m/km.

Los datos del problema son:

- ✓ 1,955 veh/h (1 dir),
- ✓ Terreno plano,
- ✓ 25 por ciento de camiones,
- ✓ Ancho de carriles de 3.5 m,
- ✓ Factor de Hora Pico 0.90,
- ✓ 0 Intercambios por carril,
- ✓ 25 por ciento de vehículos recreacionales,
- ✓ Distancia lateral de 1.80 m.

Comentarios:

- ✓ Dos carriles en cada dirección.
- ✓ Utilizar una Velocidad a Flujo Libre de 100 km/h.
- ✓ Se considera $f_p=1.00$ para usuarios comunes.

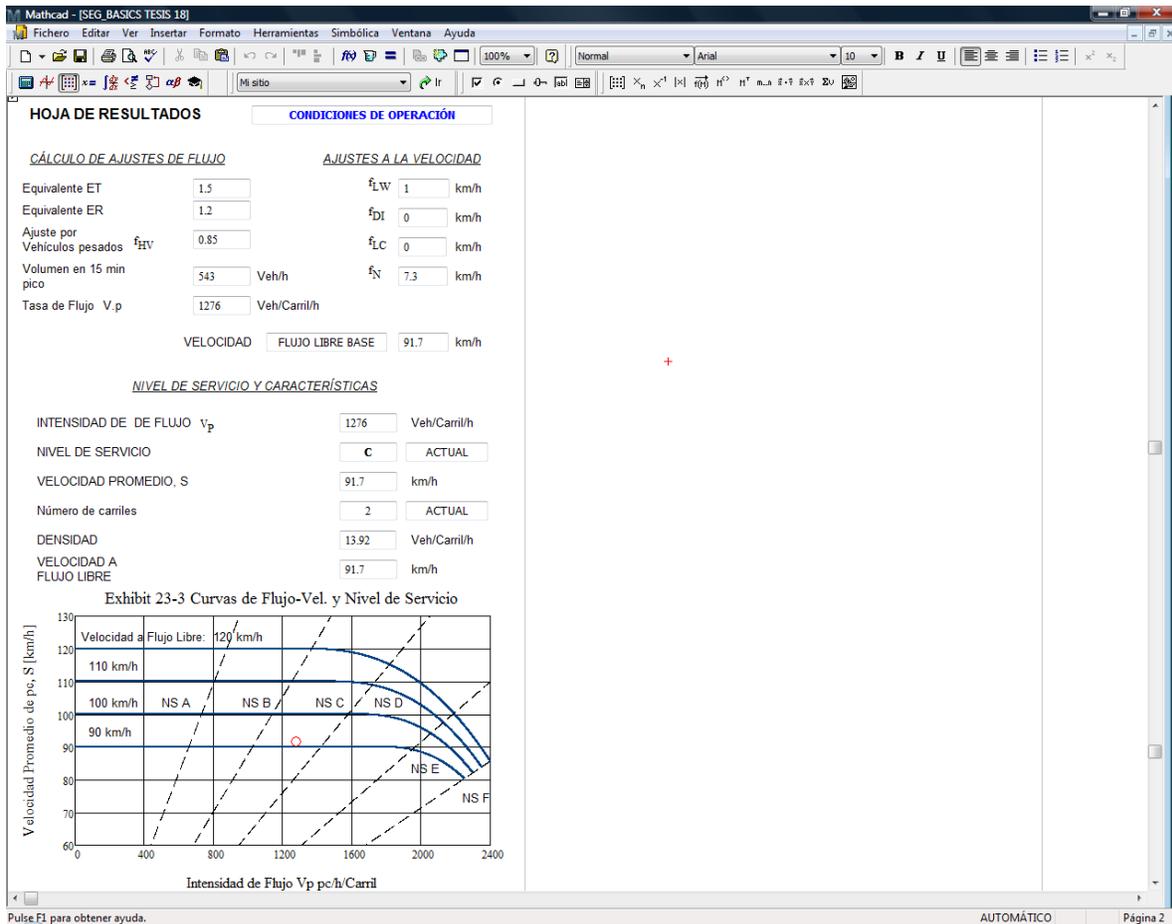
Solución:

Se conocen todos los parámetros, por lo tanto se procede a ingresar la información en las hojas de trabajo desarrolladas en MathCad en esta tesis. En el primer caso, se realiza el análisis mediante la hoja de trabajo para Segmentos Básicos sin tomar en cuenta el Índice de Rugosidad Internacional (IRI). Para el segundo análisis se ingresa la información en la hoja de trabajo para Segmentos Básicos tomando en cuenta la adaptación del IRI a la metodología para Segmentos Básicos de Autopistas del HCM2000.

A continuación se muestra el ingreso de la información:



Figura 6.2-4 Hoja de resultados para el primer análisis sin considerar IRI

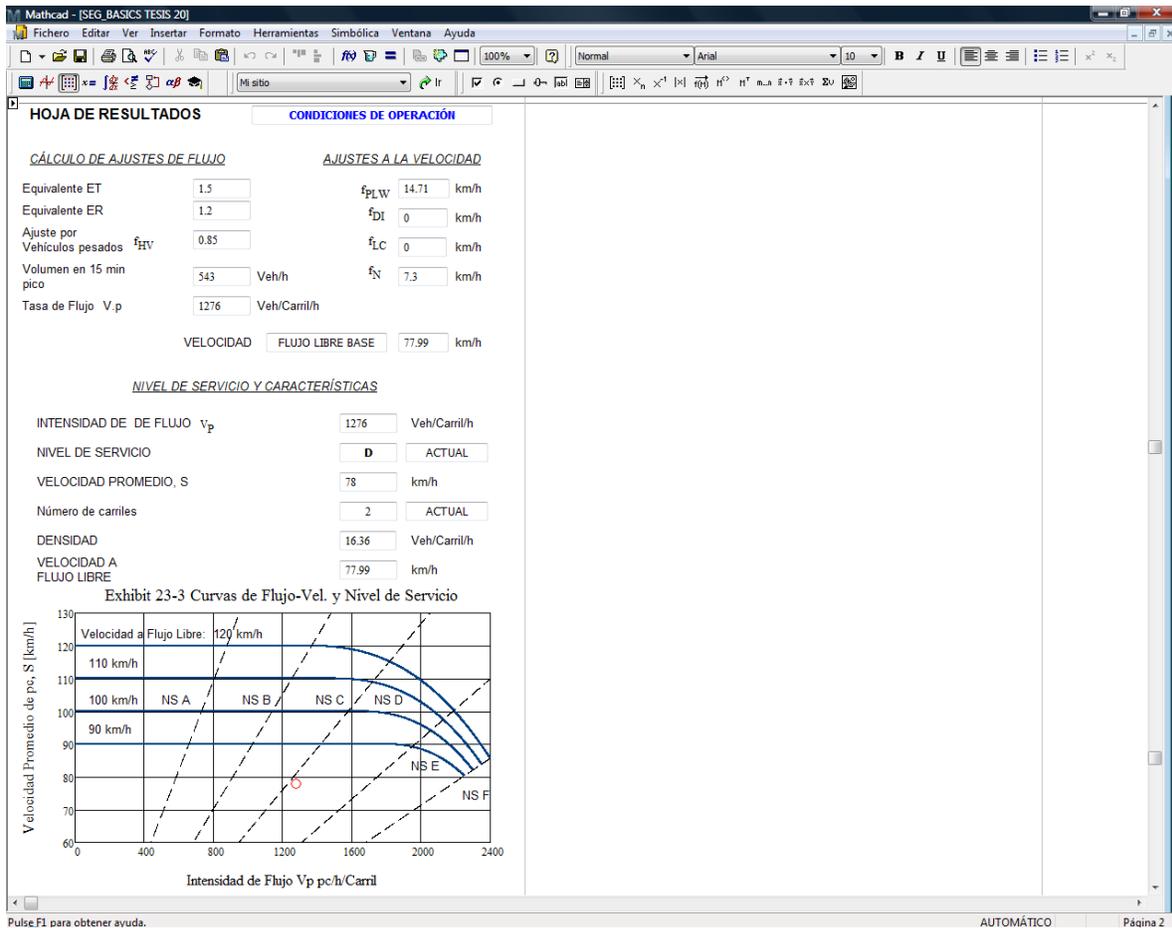


Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.2-4 se puede observar que se llega a un Nivel de Servicio C en el primer análisis en donde no se considera el IRI.

Ahora se procede a realizar el análisis considerando la adaptación de este factor a las metodologías del HCM2000.

Figura 6.2-6 Hoja de resultados para el segundo análisis considerando el efecto del IRI



Fuente: Elaboración propia.

De los análisis anteriores se puede observar la importancia de incluir el IRI en las metodologías, ya que el primer análisis arroja una Velocidad a Flujo Libre de 91.7 km/h y una Densidad de 13.92 Veh/Carril/h alcanzando un Nivel de Servicio **C**, por otra parte, en el segundo análisis, se llega a una Velocidad a Flujo Libre de aproximadamente 78 km/h y una Densidad de 16.36 Veh/Carril/h con lo que se obtiene un Nivel de Servicio **D** y de donde podemos observar el impacto del Índice de Rugosidad Internacional (IRI) en los análisis.



6.2.3 Análisis de diseño. Problema de ejemplo 2

Se está diseñando una nueva autopista suburbana.

Se pregunta: ¿Cuántos carriles son necesarios para proporcionar un Nivel de Servicio D durante la hora pico?

Los datos del problema son:

- ✓ 4,000 veh/h (1 dir),
- ✓ Terreno plano,
- ✓ 15 por ciento de camiones,
- ✓ Ancho de carriles de 3.6 m,
- ✓ Factor de Hora Pico 0.85,
- ✓ 0.9 intercambios por carril,
- ✓ 3 por ciento de vehículos recreacionales, y
- ✓ Distancia lateral de 1.8 m.

Comentarios:

- ✓ Suponer usuarios comunes. Así, $f_p=1.00$.
- ✓ Suponer BFFS de 120 km/h.
- ✓ Suponer que el número de carriles afecta a la velocidad a flujo libre, ya que la autopista está siendo diseñada en un área suburbana.

Solución: todos los parámetros de entrada se conocen. La tasa de flujo, la velocidad, la densidad y el Nivel de Servicio se calculan con una autopista de cuatro carriles y luego se incrementa el número de carriles a seis, ocho y así sucesivamente hasta alcanzar el Nivel de Servicio D. los cálculos se muestran a continuación:

Conversión de volumen (veh/h) a tasa de flujo (veh p/h/carril), usando la Ecuación 4.2-2:

Ecuación 4.2-2

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

Para lo que es necesario determinar el factor por vehículos pesados con la Ecuación 4.2-3:

Ecuación 4.2-3

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

Por lo tanto,

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.15(1.5 - 1) + 0.03(1.2 - 1)}$$

$$f_{HV} = 0.925$$

Ahora que se conoce el factor por vehículos pesados, se procede a realizar la conversión a vehículos de pasajeros:



$$v_p = \frac{4,000}{0.85 * 2 * 0.925 * 1.00} = 2,544 \frac{veh\ p/h}{carril}$$

La opción de cuatro carriles no es aceptable ya que 2,544 (veh p/h/carril) excede la Capacidad de 2,400 (veh p/h/carril). Por lo tanto se procede a la opción de seis carriles (3 por dirección).

$$v_p = \frac{4,000}{0.85 * 3 * 0.925 * 1.00} = 1,696 \frac{veh\ p/h}{carril}$$

Ahora que ya se está dentro del rango aceptable, se determina la velocidad con velocidad a flujo libre utilizando la Ecuación 4.2-1 apoyándonos en las de la Tabla 4.2-3 a la Tabla 4.2-6.

Ecuación 4.2-1

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

Por lo tanto,

$$FFS = 120 - 0.0 - 0.0 - 4.8 - 8.1$$

$$FFS = 107.1\ km/h$$

Por último, se calcula la densidad con la Ecuación 4.2-4:

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

$$D = \frac{1,696}{107.1} = 15.84 \approx 16 \frac{veh\ p/h}{carril}$$

Y se determina el Nivel de Servicio con ayuda de la Tabla 4.2-2, llegando a:

Nivel de Servicio **C**.

En el punto anterior se resolvió el problema de forma manual, sin embargo, la idea de esta tesis es agilizar el análisis de un segmento básico de autopista, para ello se ingresaron los datos del problema anterior en la hoja de trabajo desarrollada en MathCad, como se muestra a continuación.

En Figura 6.2-7 se muestra el ingreso de datos en la hoja de trabajo de MathCad.

Figura 6.2-7 Ingreso de datos en la hoja de trabajo para Segmentos Básicos de Autopistas, análisis de diseño

SEGMENTOS BÁSICOS, MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS, Análisis de Operación y Diseño.

TIPO DE PROYECTO

ANÁLISIS DE OPERACIÓN ANÁLISIS DE DISEÑO

TASA DE FLUJO Y COMPONENTES DEL VOLUMEN

Volumen: 4000 veh/h

Factor de Hora pico, PHF: 0.85

Número de Carriles: 2

Terreno: PLANO

En caso de Terreno tipo pendiente: % km

AUTOBUSES Y CAMIONES: 15 %

AUTOS RECREATIVOS: 3 %

Factor por tipo de conductor: 1

VELOCIDAD A FLUJO LIBRE Y TIPO DE VELOCIDAD

FFS MEDIDA: FFS BASE, BFFS

BFFS: 120 km/h

*Ancho de Carril, LW: 3.6 m

*Distancia al hombro lateral derecho, LC: 1.8 m

*Densidad de Intercambios: 0.9 $\frac{1}{\text{km}}$

Carretera Urbana

SELECCIONAR EL NIVEL DE SERVICIO DESEADO: D

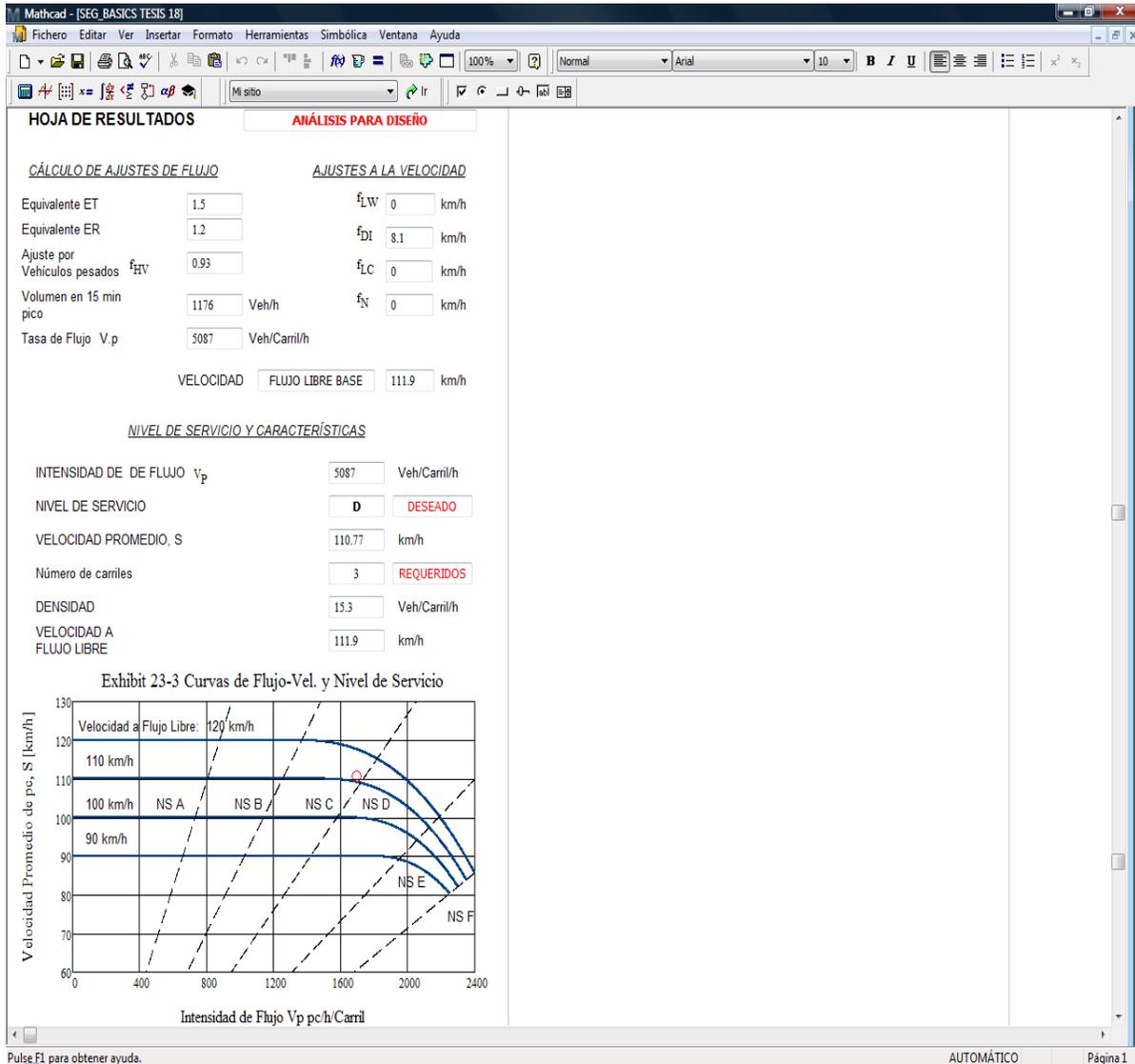
Pulse F1 para obtener ayuda. AUTOMÁTICO Página 1

Fuente:Elaboración propia.

En la Figura 6.2-8 se muestra la hoja de resultados para el problema anterior.



Figura 6.2-8 Hoja de resultados para el problema de ejemplo2, análisis de diseño



Fuente:Elaboración propia.

De la hoja de resultados anterior, se puede observar que con 3 carriles se obtiene un Nivel de Servicio mayor al deseado (en este caso el Nivel de Servicio deseado es **D**, sin embargo para lograr dicho Nivel de Servicio se requieren tres carriles y al mismo tiempo, con esos tres carriles se alcanza un Nivel de Servicio **C**, como se aprecia en la gráfica anterior.

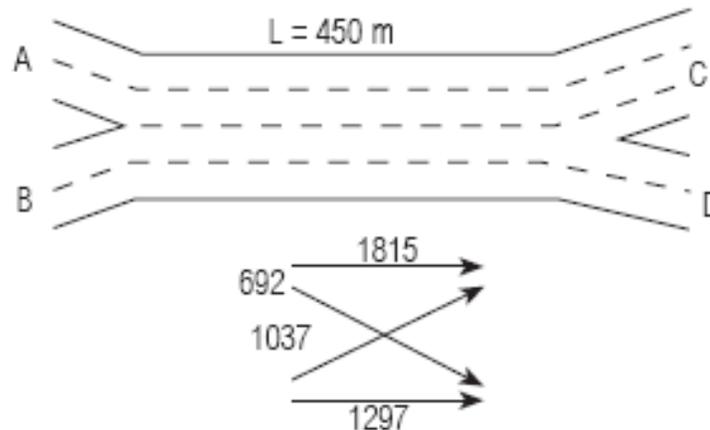


6.3 Segmentos de autopista trenzados

6.3.1 Análisis de operación.

Un segmento de trenzado principal en una autopista urbana se muestra a continuación:

Figura 6.3-1 Esquema del Segmento Trenzado para el problema de ejemplo



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Se pregunta: ¿Cuál es el Nivel de Servicio y la Capacidad en el segmento trenzado?

Los datos del problema son:

- ✓ Volumen (A-C)=1,815 veh/h,
- ✓ Volumen (A-D)=692 veh/h,
- ✓ Volumen (B-C)=1,037 veh/h,
- ✓ Volumen (B-D)=1,297 veh/h,
- ✓ 10 por ciento de camiones,
- ✓ Factor de Hora Pico= 0.91,
- ✓ Terreno a nivel,
- ✓ Conductores comunes,
- ✓ FFS=110 km/h para la autopista, y
- ✓ Longitud del segmento trenzado=450 m.

Comentarios

- ✓ Usar el capítulo 4.2 “segmentos básicos de autopistas”, para identificar f_{HV} y f_p .

Solución:

Se conocen todos los parámetros de entrada, así que no se requieren valores por defecto. Se convierten las demandas de volumen a tasas de flujo, y se determina el tipo de configuración de trenzado. Se calculan las velocidades de trenzado y no trenzado y se usan para determinar la velocidad del segmento trenzado. Se calcula la densidad en el segmento trenzado y se determina el Nivel de Servicio. Por último, se determina la Capacidad. Los cálculos se muestran a continuación:

Conversión de volúmenes (veh/h) a tasas de flujo (veh p/h)

Ecuación 4.3-1

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

Para lo que es necesario determinar el factor por vehículos pesados con la Ecuación 4.2-3:

Ecuación 4.2-3

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

Por lo tanto,

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.10(1.5 - 1) + 0}$$

$$f_{HV} = 0.952$$

En este punto es necesario determinar el factor por tipo de conductor, ya que se establece que son conductores familiarizados con la vía, se considera $f_p=1.00$.

Ahora que se conoce el factor por vehículos pesados y el factor por tipo de conductor, se procede a realizar la conversión a vehículos de pasajeros:

$$v_{(A-C)} = \frac{1,815}{0.91 * 0.952 * 1.00} = 2,095 \frac{veh\ p}{h}$$

$$v_{(A-D)} = \frac{692}{0.91 * 0.952 * 1.00} = 799 \frac{veh\ p}{h}$$

$$v_{(B-C)} = \frac{1,037}{0.91 * 0.952 * 1.00} = 1,197 \frac{veh\ p}{h}$$

$$v_{(B-D)} = \frac{1,297}{0.91 * 0.952 * 1.00} = 1,497 \frac{veh\ p}{h}$$

Ahora se determina el tipo de configuración de trenzado con ayuda de la Tabla 4.3-3.

⇒ Configuración **Tipo B**, ya que el movimiento A – D requiere un cambio de carril y el movimiento B – C no requiere ningún cambio de carril.

Se calculan las variables críticas

$$v_w = 1,197 + 799 = 1,996 \frac{veh\ p}{h}$$

$$v_{nw} = 2,095 + 1,497 = 3,592 \frac{veh\ p}{h}$$



$$v = 1,996 + 3,592 = 5,588 \text{ veh } p/h$$

$$VR = \frac{1,996}{5,588} = 0.357$$

$$R = \frac{799}{1,996} = 0.400$$

Se calculan las velocidades de trenzado y no trenzado, suponiendo operación no restringida (usando la Tabla 4.3-4 y la Ecuación 4.3-3 y Ecuación 4.3-4).

Ecuación 4.3-3

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

Ecuación 4.3-4

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

$$W_w = \frac{0.08(1 + 0.357)^{2.2} \left(\frac{5,588}{4}\right)^{0.70}}{(3.28 * 450)^{0.50}} = 0.648$$

$$W_{nw} = \frac{0.0020(1 + 0.357)^{6.0} \left(\frac{5,588}{4}\right)^{1.00}}{(3.28 * 450)^{0.50}} = 0.454$$

$$S_w = 24 + \frac{110 - 16}{1 + 0.648} = 81.0 \text{ km/h}$$

$$S_{nw} = 24 + \frac{110 - 16}{1 + 0.454} = 88.6 \text{ km/h}$$

Ahora se revisa el tipo de operación (con ayuda de la Tabla 4.3-5)

Ecuación para configuración Tipo B:

$$N_w = 4 \left[0.085 + 0.703(0.357) + \frac{71.57}{450} - 0.0112(88.6 - 81.0) \right] = 1.64$$

Y como $N_w(max) = 3.5 > 1.64$, la **operación** es **no restringida**, por lo que las velocidades se mantienen sin cambios.

Ahora se calcula la velocidad del segmento trenzado (utilizando la Ecuación 4.3-5):

Ecuación 4.3-5

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



$$S = \frac{5,588}{\left(\frac{1,996}{81.0}\right) + \left(\frac{3,592}{88.6}\right)} = 85.7 \text{ km/h}$$

Una vez que se ha determinado la velocidad en el segmento trezado, se calcula la densidad en el segmento trezado (utilizando la Ecuación 4.3-6).

Ecuación 4.3-6

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

$$D = \frac{\left(\frac{5,588}{4}\right)}{85.7} = 16.3 \text{ veh p/km/carril}$$

Ahora se puede determinar el Nivel de Servicio con ayuda de la Tabla 4.3-1:

Nivel de Servicio: C.

Por último se determina la Capacidad del segmento trezado (utilizando el Exhibit 24-8 - del Anexo 2- y la Ecuación 4.3-7 y Ecuación 4.3-8).

Ecuación 4.3-7

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

Ecuación 4.3-8

$$c_h = c * FHP$$

$$c_b = 8,421 \text{ veh p/h [Exhibit 24-8]}$$

$$c = 8,421 * 0.952 * 1.00 = 8,017 \text{ veh /h}$$

$$c_h = 8,017 * 0.91 = 7,295 \text{ veh/h}$$

En la Figura 6.3-2 figura se muestra el ingreso de la información para el análisis en la hoja de trabajo para *Segmentos Trezados* desarrollada en MathCad.



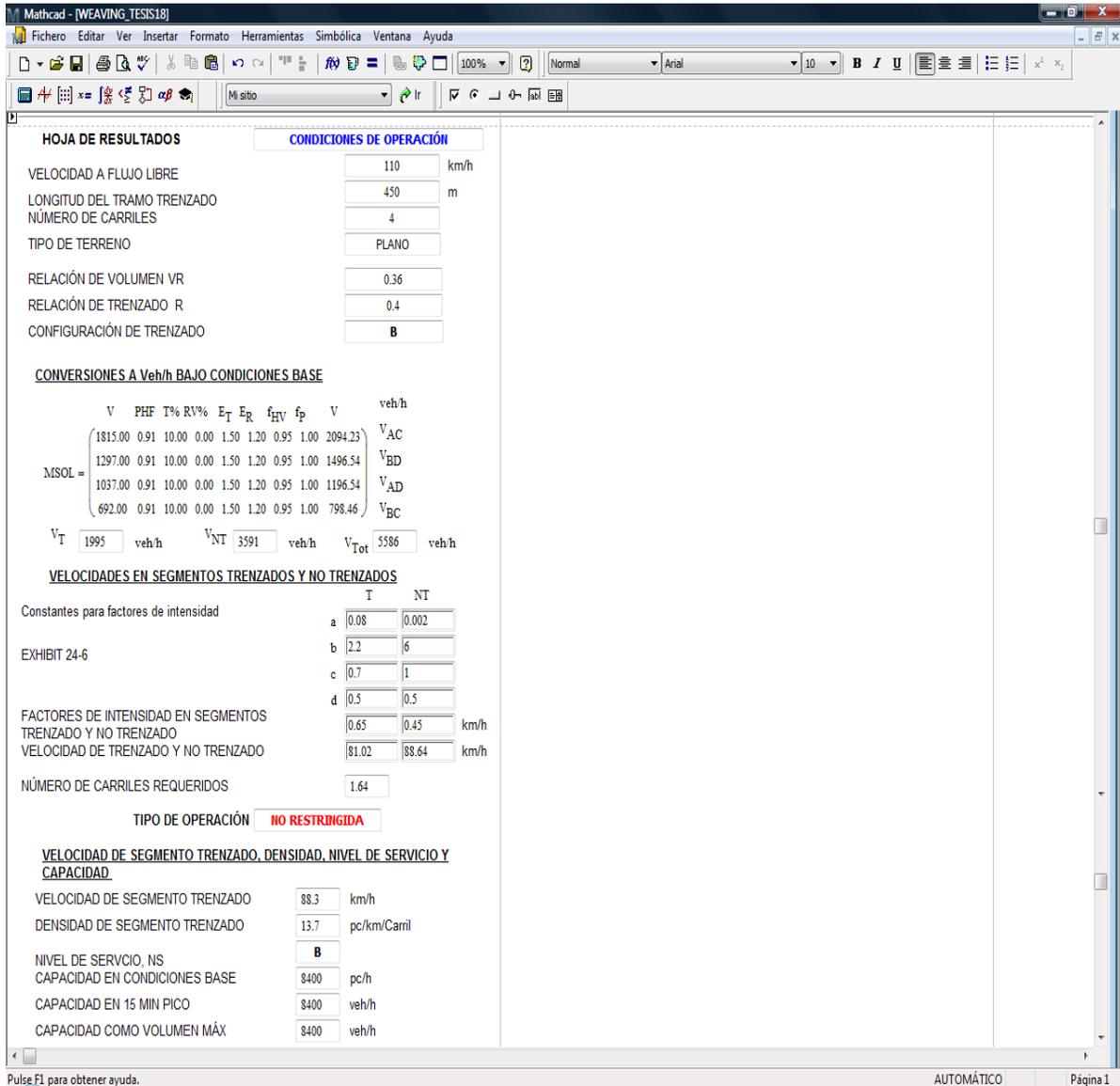
Figura 6.3-2 Ingreso de datos en la hoja de trabajo para Segmentos Trenzados

Fuente:Elaboración propia.

A continuación se presenta la hoja de resultados para el análisis del problema anterior



Figura 6.3-3 Hoja de resultados para el problema de ejemplo



Fuente:Elaboración propia.

De la hoja de resultados anterior, se observa que los resultados obtenidos de forma manual para el problema propuesto de *Segmentos Trenzados*, son muy similares a los obtenidos con la automatización elaborada en MathCad, la discrepancia entre los resultados obtenidos de una y otra forma (manual y automática), se debe principalmente a la aproximación, es decir, al número de cifras considerado para los cálculos, así como también a las interpolaciones realizadas en algunas tablas.



6.4 Rampas

6.4.1 Análisis de operación.

Una rampa de entrada aislada (de un solo carril) a una autopista de cuatro carriles.

Se pregunta: ¿Cuál es el Nivel de Servicio durante la hora pico?

Los datos del problema son:

- ✓ Ubicación aislada,
- ✓ Segmento de autopista de 2 carriles (por dirección),
- ✓ Ancho de carril en la autopista 3.6 m,
- ✓ 0 por ciento de vehículos recreacionales,
- ✓ Volumen en la rampa =550 veh/h,
- ✓ 10 por ciento de camiones en la autopista,
- ✓ Longitud del carril de aceleración =225 m,
- ✓ FFS=70 km/h para la rampa,
- ✓ Rampa de un carril,
- ✓ Terreno plano,
- ✓ Distancias laterales adecuadas,
- ✓ FFS=100 km/h para la autopista,
- ✓ 5 por ciento de camiones en la rampa,
- ✓ Volumen en la autopista =2,500 veh/h,
- ✓ FHP=0.90, y
- ✓ Conductores familiarizados con la vía.

Comentarios

- ✓ Usar el capítulo 4.2 “segmentos básicos de autopistas”, para identificar f_{HV} y f_p .

Solución:

Todos los parámetros de entrada se conocen; por lo tanto no se requieren valores por defecto. Los volúmenes de demanda se convertirán a tasas de flujo. Después se revisará la Capacidad. Se calculará la densidad en el área de influencia de la unión y se determinará el Nivel de Servicio.

Conversión de volúmenes (veh/h) a tasas de flujo (veh p/h) con la Ecuación 4.4-1:

Ecuación 4.4-1

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

Para lo que es necesario determinar el factor por vehículos pesados con la Ecuación 4.2-3:

Ecuación 4.2-3

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

Por lo tanto,



$$f_{HV}(C) = \frac{1}{1 + 0.10(1.5 - 1)} = 0.952$$

$$f_{HV}(R) = \frac{1}{1 + 0.05(1.5 - 1)} = 0.976$$

En este punto es necesario determinar el factor por tipo de conductor, ya que se establece que son conductores familiarizados con la vía, se considera $f_p=1.00$.

Ahora que se conoce el factor por vehículos pesados y el factor por tipo de conductor, se procede a realizar la conversión a vehículos de pasajeros:

$$v_C = \frac{2,500}{0.90 * 0.952 * 1.00} = 2,918 \frac{veh\ p}{h}$$

$$v_R = \frac{550}{0.90 * 0.976 * 1.00} = 626 \frac{veh\ p}{h}$$

Se calcula v_{12} (utilizando la Tabla 4.4-4, en donde $v_{12}=v_F * P_{FM}$), ya que se está analizando una rampa en una autopista de dos carriles por sentido, $P_{FM}=1.000$.

Así,

$$v_{12} = 2,918 * 1.000 = 2,918 \text{ veh } p/h$$

Ahora se revisa la Capacidad aguas abajo del segmento (la Tabla 4.4-6 muestra una Capacidad de 4,600 veh p/h).

$$v_{FO} = v_F + v_R$$

$$v_{FO} = 2,918 + 626 = 3,544 \text{ veh } p/h$$

Revisando el máximo flujo que entra al área de influencia (la Tabla 4.4-6 muestra 4,600 veh p/h).

$$v_{R12} = 3,544 \text{ veh } p/h$$

Por lo que se considera aceptable.

Se calcula la densidad (con la Ecuación 4.4-5):

Ecuación 4.4-5

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

$$D_R = 3.402 + 0.00456(626) + 0.0048(2918) - 0.01278(225) = 17.4 \text{ veh } p/km/carril$$



Cálculo de la velocidad del área de unión como información complementaria (usando la ecuación para áreas de unión de la Tabla 4.4-12).

$$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67)M_s$$

Donde

$$M_s = 0.321 + 0.0039e^{(v_{r12}/1000)} - 0.004(L_A S_{FR}/1000)$$

Por lo tanto,

$$M_s = 0.321 + 0.0039e^{(3544/1000)} - 0.004(225 * 79/1000) = 0.393$$

$$S_R = 100 - (100 - 67)0.393 = 87.0 \text{ km/h}$$

Así,

$$S = S_R = 87.0 \text{ km/h}$$

Por último, se determina el Nivel de Servicio con ayuda de la Tabla 4.4-3, con lo que se llega a:

Nivel de Servicio D

En la Figura 6.4-1 se muestra el ingreso de la información necesaria para realizar el análisis en la hoja de trabajo desarrollada en MathCad.



Figura 6.4-1 Ingreso de datos en la hoja de trabajo para Rampas

Mathcad - [Rampas18]

Fichero Editar Ver Insertar Formato Herramientas Simbólica Ventana Ayuda

Normal Arial 10 B I U

Mi sitio Ir

RAMPAS, MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS.

ANÁLISIS DE OPERACIÓN

TIPO DE UNIÓN:

RAMPA DE ENTRADA RAMPA DE SÁLIDA

DATOS DE LA CARRETERA

VOLUMEN, V 2500 veh/h

VELOCIDAD A FLUJO LIBRE 100 km/h

NÚMERO DE CARRILES, en el segmento de entrecruzamiento 2

DATOS DE LA RAMPA DE ENTRADA

LADO DE LA CONEXIÓN DE LA RAMPA A LA CARRETERA DERECHO

VELOCIDAD A FLUJO LIBRE 70 km/h

NÚMERO DE CARRILES 1

VOLUMEN VR 550 veh/h

Longitud del 1er carril de: Aceleración, LA o LA1 225 m

0 m

EXISTE RAMPA ADYACENTE? NO

POSICIÓN DE LA RAMPA ADYACENTE N/D

TIPO DE LA RAMPA ADYACENTE N/D

VOLUMEN EN LA RAMPA ADYACENTE 0 veh/h

DISTANCIA A LA RAMPA ADYACENTE 0 m

AJUSTES AL VOLUMEN

Componentes del Volumen	En la Autopista	En la rampa	En la rampa adyacente
	2500 veh/h	550 veh/h	0 veh/h
Factor de hora pico, FHP	0.9	0.9	0.9

	En la Autopista	En la rampa	En la rampa adyacente
Volumen pico V 15 min	694 veh	153 veh	0 veh
Terreno	PLANO	PLANO	N/D
Pendiente %	0	0	0
Longitud [km]	0	0	0
Equivalente por Autobuses y Camiones ET	1.5	1.5	0
Equivalente por Vehículos Recreacionales ER	1.2	1.2	0
Ajuste por vehículos pesados F _{HV}	0.95	0.98	0
Intensidad de Flujo V _p [veh/h]	2924	643	0

Pulse F1 para obtener ayuda. AUTOMÁTICO Página 2



Figura 6.4-2 Hoja de resultados para el problema de ejemplo de Rampas

HOJA DE RESULTADOS CONDICIONES DE OPERACIÓN
 ESTIMANDO EL FLUJO TOTAL DE ENTRADA AL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA RAMPA, V12

P.F.M: 1 Usando la Eq spec.

ECUACIÓN PARA DETERMINAR V12: $V_F * P.F.M$

V12: 2924 veh/h *Flujo total en los carriles 1 y 2 aguas arriba.

DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO (SI ES DIFERENTE DE F)

DENSIDAD DR: 17.5 veh/km/carril

Usando la ecuación, DR: $3.402 + 0.00456 * V_R + 0.0048 * V_{12} - 0.01278 * A_1$

VELOCIDAD MEDIA ESPACIAL EN EL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA RAMPA: 86.9 km/h

NIVEL DE SERVICIO: D

HOJA DE RESULTADOS CONDICIONES DE OPERACIÓN
 REVISANDO LAS CAPACIDADES

PARA EL CASO DE RAMPA DE ENTRADA

	ACTUAL	MÁXIMO	NIVEL DE SERVICIO F?
V_{FO}	3567 veh/h	4600 veh/h	NO
V_{R12}	3567 veh/h	4600 veh/h	NO

	ACTUAL	MÁXIMO	NIVEL DE SERVICIO F?
$V_{Fi} = V_F$			
V_{12}			
V_{FO}			
V_R			

VELOCIDAD MEDIA ESPACIAL EN LOS CARRILES 2 Y 3 (Donde existán): 100 km/h

VELOCIDAD PROMEDIO Para todos los vehiculos: 86.92 km/h

VARIABLE INTERMEDIA DE VELOCIDAD: Ms, 0.396

Fuente:Elaboración propia.

De la hoja de resultados anterior, se observa que los valores obtenidos mediante la automatización son muy similares a los obtenidos en forma manual, la discrepancia entre los valores obtenidos se debe al número de cifras consideradas para realizar los cálculos.



CONCLUSIONES

Con el desarrollo de las hojas de trabajo para *Segmentos Básicos, Segmentos Trenzados y Rampas* en MathCad se obtiene una gran herramienta que facilita el análisis de Capacidad y Nivel de Servicio de las instalaciones ya mencionadas de acuerdo a las metodologías propuestas por el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM2000).

Es importante recordar que las metodologías descritas por el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM2000) fueron desarrolladas a partir de datos obtenidos en los Estados Unidos de América y que por lo tanto pudieran no apegarse a las condiciones locales de otros países; sin embargo es posible (siempre y cuando se disponga de información y que dicha información sea confiable) realizar el ajuste a las condiciones del lugar con datos obtenidos en el propio lugar para calibrar los modelos presentados en el HCM2000. Cabe destacar que los procedimientos descritos en el capítulo IV aún cuando sean correctamente calibrados para las condiciones de cada ubicación de análisis podrían no representar fielmente la realidad pues hay que recordar que se parte de una base teórica en cada caso como se muestra en los capítulos I y III.

En cuanto al uso de MathCad como herramienta de programación, es importante mencionar que es una poderosa plataforma para realizar grandes cantidades de cálculos, incluso cálculos complejos. Las hojas de trabajo realizadas en esta tesis mediante MathCad pretenden mostrar una cara más amigable haciendo uso de su gran versatilidad, capacidad y sencillez para utilizarse, pues en su interfaz se utilizan listas desplegables, cajas de texto y botones que permiten al usuario hasta cierto punto que el ingreso de datos y la presentación de los resultados sea más simple, mas legible y por lo tanto tenga un mayor parecido a un programa comercial que a una hoja de trabajo común de MathCad.

Los elementos antes señalados (listas desplegables, cajas de texto y botones) son también llamados *Scripts*, los cuales son subrutinas que funcionan bajo el lenguaje de programación Visual Basic 6.0. El uso de *Scripts* posibilita una mejora en la apariencia de las hojas de trabajo desarrolladas en esta tesis en MathCad y al mismo tiempo limita el ingreso de datos y la presentación de resultados como es el caso de las listas desplegables en donde solo es posible ingresar un valor de los que se encuentran disponibles en dicha lista.

Por otra parte, es importante considerar el buen entendimiento de los conceptos que son necesarios para el desarrollo de cada análisis propuesto por el HCM2000, es por ello que



al principio de esta tesis se presentan algunos conceptos necesarios que van desde la teoría del flujo vehicular hasta los conceptos de Capacidad y Nivel de Servicio, aunado a ello al final de esta tesis se presentan anexos con la ampliación de algunos de los conceptos necesarios para la aplicación de cada una de las tres metodologías aquí presentadas.

Es necesario en este punto hacer mención de algunas de las ventajas y desventajas que presentan las hojas de trabajo desarrolladas en MathCad para esta tesis.

Ventajas:

- ⇒ Facilita el desarrollo de los análisis, pues las acciones del usuario se reducen a introducir los valores de las condiciones del problema y las hojas de trabajo desarrolladas en esta tesis arrojarán los resultados como si se tratará de un software comercial.
- ⇒ Reduce el tiempo necesario para la elaboración de los análisis de *Segmentos Básicos de Autopistas, segmentos Trenzados y Rampas* por el medio manual.
- ⇒ El uso de MathCad permite al usuario contar con una herramienta que puede reutilizar para otras áreas/actividades ya que MathCad posee gran capacidad y versatilidad, se podría decir que tiene un sinnúmero de aplicaciones.
- ⇒ Otra ventaja de utilizar MathCad es que el sistema está abierto al usuario, por lo que cualquier modificación a las metodologías sería fácilmente adaptada por el usuario, a diferencia de los programas comerciales, los cuales se tendrían que actualizar con su consiguiente costo.
- ⇒ No es necesaria la adquisición de una licencia comercial del Software de Capacidad de Carreteras (HCS2000) ya que es posible automatizar los procedimientos propuestos por el HCM2000 (cuando menos para los elementos presentados en esta tesis: Segmentos Básicos de Autopistas, Segmentos Trenzados y Rampas).

Desventajas:

- ⇒ No es una aplicación “Stand Alone” (termino en inglés que se utiliza para designar aquellas aplicaciones que pueden ejecutarse y controlarse como entidades independientes) por lo que es necesaria la adquisición de una licencia comercial para poder hacer uso de MathCad, lo que se ve reflejado en su respectivo costo.
- ⇒ Debido a que las listas desplegadas, cajas de texto y botones utilizados en las hojas de trabajo de esta tesis en MathCad trabajan con el lenguaje de programación Visual Basic 6.0 es necesario contar con conocimientos cuando

menos básicos de dicho lenguaje de programación para poder utilizar los Scripts que brindan mejor apariencia a las hojas de trabajo de MathCad.

- ⇒ Cada vez que se resuelva un problema con las metodologías automatizadas en esta tesis es indispensable guardar toda la hoja de trabajo con un nuevo nombre una vez que se ha realizado el análisis.
- ⇒ El uso de cifras significativas en los cálculos pueden generar discrepancias entre los resultados obtenidos mediante las hojas de trabajo en MathCad y el HCS2000.

Aunado a lo anterior, cabe destacar que en los próximos días saldrá a la luz la nueva versión del Manual de Capacidad de Carreteras HCM (la versión HCM2010), por lo que cualquier modificación a las metodologías será fácilmente adaptada a las hojas de trabajo desarrolladas en MathCad en esta tesis.

Por último es importante mencionar que gracias a las asignaturas de ciencias básicas cursadas en la licenciatura como son Física y Algebra, así como de Programación e Ingeniería de Sistemas fue posible comprender los temas vistos en Sistemas de Transportes e Ingeniería de Tránsito, que son la base sobre la cual se ha desarrollado esta tesis, pues es en estas asignaturas en las que se presentan los métodos y procedimientos para realizar los análisis de Capacidad y Nivel de Servicio de las instalaciones tratadas en este trabajo, todo ello con base en el Manual de Capacidad de Carreteras HCM2000.

Al mismo tiempo, por medio de las asignaturas antes mencionadas y todas las cursadas en la licenciatura me fue posible comprender las necesidades del país y los problemas que se generan en una ciudad como la nuestra, y gracias a la Ingeniería Civil me será posible contribuir a mejorar la calidad de vida de la población de una forma eficiente y honesta.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Board, Transportation Research. 2000. Highway Capacity Manual . [aut. libro] Comitte Executive TRB. *highway Capacity Manual 2000*. Washington D.C. : Transportation Research Board, 2000, 13, 23, 24 y 25.

Comunicaciones y Transportes, Secretaría. 1991. *Manual de Capacidad Vial*. México : Secretaria de Comunicaciones y Transportes, 1991.

Gallegos, López Rafael y Mendoza, Díaz Alberto. 2004. *Efecto de la Regularidad Superficial en la Capacidad Vial de Autopistas y Carreteras Multicarril Mexicanas*. Sanfandila : Instituto Mexicano del Transporte, 2004.

García Baldizzone, Ing. Armando. 2003. Capacidad de Caminos. *Capacidad de Caminos*. Buenos Aires : Facultad de Ingeniería de Buenos Aires, 2003.

MathCad, PTC. 2007. *Manual del Usuario MathCad* . Estados Unidos : s.n., 2007.

Morales Sosa, Hugo Andrés. 2006. *Ingeniería Vial 1 para estudiantes de grado de ingeniería civil*. Santo Domingo : Instituto Tecnológico de Santo Domingo, 2006.

Reyes Espíndola, Ing. Rafael Cal y Mayor y Asociados. Manual de Planeación y Diseño para la Administración del Tránsito y el Transporte. Bogotá : Secretaria de Tránsito y Transportes, Alcaldía Mayor de Bogotá D.C., 2.

Reyes Espíndola, Ing. Rafael Cal y Mayor y Cárdenas Grisales, James. 2007. Ingeniería de Tránsito. *Fundamentos y Aplicaciones*. Octava Edición. México : Alfaomega, 2007, 10 y 12.

Wikipedia. Wikipedia. [En línea] [Citado el: 17 de Noviembre de 2010.] http://es.wikipedia.org/wiki/Script_%28inform%C3%A1tica%29.



ANEXOS

ANEXO 1 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTA

Ancho de carril y distancia lateral

El ancho del hombro estándar es de 3.0 m, pero esto puede incrementarse a 3.6 m para autopistas de alta velocidad con un gran número de camiones. Estas normas pueden ser reducidas para dar cabida a limitaciones especiales históricas o ambientales.

Los datos del ancho de carril son necesarios solo si se sabe que los carriles son significativamente más angostos que 3.6 m. El ancho de hombro es importante solo si es más estrecho que 1.8 m. Los valores por defecto de 3.6 m para el ancho de carril y 1.8 m para el ancho de hombro pueden ser usados a falta de datos locales a menos de que el analista tenga conocimiento de alguna circunstancia primordial (como la topografía montañosa, estructuras históricas o una obstrucción física) que pueda restringir el ancho de la instalación.

En el caso de pequeñas variaciones en el ancho de carril o ancho de hombro en un segmento, el analista debe calcular el promedio de los anchos de carril y usar este promedio para calcular los efectos en la **velocidad a flujo libre**. Donde las variaciones en los anchos de carril o de hombro se extienden a 760 metros o más, el segmento debe ser dividido para proporcionar segmentos con características físicas consistentes.

Densidad de intercambiadores

El número promedio de intercambiadores por kilómetro se calcula para por lo menos una longitud de 10 kilómetros de la autopista en donde se encuentra dicho segmento. La densidad de intercambiadores se vuelve importante para propósitos de estimación de velocidad solo cuando la densidad excede 0.5 intercambios por kilómetro (un espacio promedio de 2 kilómetros o menos).

Pendiente específica o terreno general

El análisis de tipo de terreno general se puede usar en lugar de pendientes específicas siempre que no haya pendientes individuales en la extensión del segmento por más de 0.8 km o exceda el 3 % por más de 0.4 km. La tasa de pendientes a través de pendientes importantes puede ser obtenida de mapas de estudios geológicos.

La extensión máxima de pendientes para autopistas es normalmente del 6 %. Si no es posible medir en campo y no están disponibles los planes de construcción, la extensión de la pendiente puede ser aproximada sobre la base de que el analista conozca el terreno local; 2 por ciento por defecto de pendiente para una extensión de pendiente en autopistas interestatales, 4 por ciento para una extensión de pendiente en terreno sinuoso, y 6 por ciento para una extensión de pendiente en terreno montañoso puede usarse a falta de datos locales.



Velocidad a flujo libre Base y velocidad a flujo libre

Si las mediciones en campo no están disponibles, la velocidad a flujo libre puede ser estimada mediante la aplicación de ajustes a la velocidad a flujo libre Base (BFFS). La velocidad a flujo libre base es 120 km/h para autopistas rurales y de 100 km/h para autopistas urbanas/suburbanas. La velocidad a flujo libre base se reduce por efecto del ancho de carril, distancia lateral al hombro derecho, número de carriles, y densidad de intercambiadores.

Los analistas deben ser cuidadosos de no asumir que la velocidad a flujo libre para una autopista es igual a su límite de velocidad o la medida en campo del percentil 85 de velocidad. La velocidad a flujo libre es el promedio de velocidades medidas en campo cuando los volúmenes son menores que 1,300 veh p/h/carril.

Periodo de análisis

Las políticas de planeación, diseño y análisis y los recursos disponibles de una agencia determinarán la selección del o los periodos de análisis. El analista puede desear para evaluar las horas pico que ocurren durante el viaje por la mañana, al mediodía y durante el viaje por la noche en un día típico entre semana o durante una hora pico en sábado o domingo, si el segmento de autopista lleva un alto volumen de tráfico de fin de semana de ocio. Dentro de cada hora analizada, el volumen más alto de 15 minutos es de interés primordial. Un factor en horas punta (FHP) se aplica al volumen por hora para convertirlo en un volumen máximo de 15 minutos. Un procedimiento para calcular la dirección - pico, la demanda de hora pico de un volumen de tráfico diario promedio se describe en el capítulo 8 del HCM.

Factor de hora pico

A falta de datos medidos en campo del Factor de Hora Pico, se pueden usar aproximaciones. Para condiciones congestionadas, 0.95 es una aproximación razonable. El Factor de Hora Pico tiende a ser más alto para condiciones sobresaturadas y más bajo para condiciones no saturadas. Los valores por defecto de 0.92 para áreas urbanas y de 0.88 para áreas rurales pueden ser usados a falta de datos locales.

Vehículos pesados

El porcentaje de vehículos pesados en terrenos sinuoso y montañoso debe ser obtenido de datos locales disponibles para condiciones de demanda e instalaciones similares. Si la proporción de vehículos recreacionales (RVs), camiones y autobuses es desconocida, todos los vehículos pesados pueden ser considerados como camiones para propósitos de selección de equivalentes de vehículos de pasajeros y calcular el factor de ajuste por vehículos pesados. Los valores por defecto del 5 % por vehículos pesados para áreas urbanas y 10 % de vehículos pesados para áreas rurales pueden usarse a falta de datos locales.

Población de conductores

El recíproco del factor por tipo de conductor se utiliza para incrementar la tasa de flujo para tomar en cuenta a la población de conductores que no están familiarizados con la instalación de la autopista. El factor debe ser normalmente 1.00 pero puede ser reducido a 0.85 para el análisis de las condiciones de fin de semana en una zona de recreo.



ANEXO 2 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA TRENZADOS DE AUTOPISTAS

Efectos de la configuración de trenzado

La configuración del segmento trenzado tiene un marcado efecto en la operación porque esto influye en el comportamiento del cambio de carril. Un segmento de trenzado con 1,000 veh/h a través de 1,000 veh/h en la otra dirección requiere por lo menos 2,000 cambios de carril por hora en un segmento **tipo A**, ya que cada vehículo realiza un cambio de carril, en un segmento **tipo B**, solo un movimiento debe cambiar de carril, reduciendo el número de cambios de carril requeridos por hora para 1,000. En un segmento **tipo C**, un flujo de trenzado no tendría que cambiar de carril, mientras que el otro tendría que hacer por lo menos dos cambios de carril, para un total de 2,000 cambios de carril por hora.

Debido a esto, los modelos y algoritmos del capítulo 24 corresponden al tipo de configuración, con parámetros que dependen específicamente de la configuración. Así, para un número dado de carriles y longitud del segmento, el modelo podrá predecir diferentes características de operación para diferentes configuraciones.

La configuración tiene un efecto en el uso proporcional de carriles para vehículos trenzados y no trenzados. Dado que los vehículos trenzados deben ocupar carriles específicos para completar eficientemente sus maniobras, la configuración puede limitar los vehículos trenzados al usar otros carriles del segmento. Este efecto es más pronunciado en segmentos **tipo A**, debido a que los vehículos trenzados deben primordialmente ocupar los dos carriles adyacentes a la línea de la corona. Es menos grave en segmentos **tipo B**, ya que estos segmentos requieren un menor número de cambios de carril para los vehículos trenzados, lo que permite mayor flexibilidad en el uso de los carriles.

Tipo de operación

Considerando que el número total de carriles en el segmento trenzado es importante, el uso proporcional de esos carriles para vehículos trenzados y no trenzados es aún más importante. Bajo circunstancias normales, los vehículos trenzados y no trenzados compiten por el espacio, y las operaciones a través de todos los carriles tienden a alcanzar un equilibrio en donde todos los conductores experimentan condiciones similares. En un segmento trenzado, hay una cierta separación de flujos trenzado y no trenzado, como los vehículos no trenzados tienden a permanecer en los carriles exteriores y los vehículos trenzados tienden a ocupar los carriles a lo largo de la autopista.

Sin embargo, hay un intercambio substancial de carriles por vehículos trenzados y no trenzados. Bajo circunstancias normales, los vehículos trenzados y no trenzados alcanzarán el equilibrio operacional en donde los vehículos trenzados efectivamente ocupan N_w carriles del segmento, con la ocupación de los carriles restantes por vehículos no trenzados.



En un sentido muy real, sin embargo, la configuración de carril limita el número total de carriles que pueden usarse por vehículos trenzados debido a los cambios de carril que deben hacerse. Las siguientes declaraciones describen este efecto.

- ⇒ Los vehículos trenzados pueden ocupar todo un carril cuyo trenzado se logra sin un cambio de carril.
- ⇒ Los vehículos trenzados pueden ocupar la mayoría de un carril en que una maniobra de trenzado puede lograrse con un solo cambio de carril.
- ⇒ Los vehículos trenzados pueden ocupar una pequeña porción de un carril en la que una maniobra de trenzado puede completarse al hacer dos cambios de carril.
- ⇒ Los vehículos trenzados no pueden ocupar una porción medible de cualquier carril en la que una maniobra requiera tres o más cambios de carril.

Esto se traduce en limitaciones al número máximo de carriles que los vehículos trenzados pueden ocupar basados en la configuración del segmento, como se muestra en la Figura A2 1.

En una típica configuración **tipo A**, casi todos los vehículos de la rampa son trenzados (es decir, hay flujo escaso de rampa a rampa). Así, el carril auxiliar está casi ocupado por completo por vehículos trenzados. Sin embargo, el hombro del carril de la autopista es compartido por vehículos trenzados y no trenzados. Estudios han demostrado que los vehículos trenzados raramente ocupan más de 1.4 carriles de una configuración **tipo A**.

Las configuraciones **tipo B** son mucho más flexibles. Siempre hay un carril para vehículos trenzados que puede ocuparse por completo por dichos vehículos. Además, los dos carriles adyacentes a través del carril pueden usarse substancialmente por vehículos trenzados. No puede haber un cierto uso de los carriles adyacentes. Estudios han demostrado que los vehículos trenzados pueden ocupar hasta 3.5 carriles en una configuración **tipo B**.

Las configuraciones **tipo C**, son un tanto más restrictivas que las configuraciones **tipo B**, particularmente por el movimiento requiriendo dos o más cambios de carril. Los vehículos trenzados pueden seguir ocupando todo el carril y porciones substanciales de carriles adyacentes al carril. El uso parcial de otros carriles, sin embargo, por lo general es bastante restringido. Los estudios indican que el límite práctico en el uso de carriles de vehículos trenzados en una configuración **tipo C** es de 3.0.

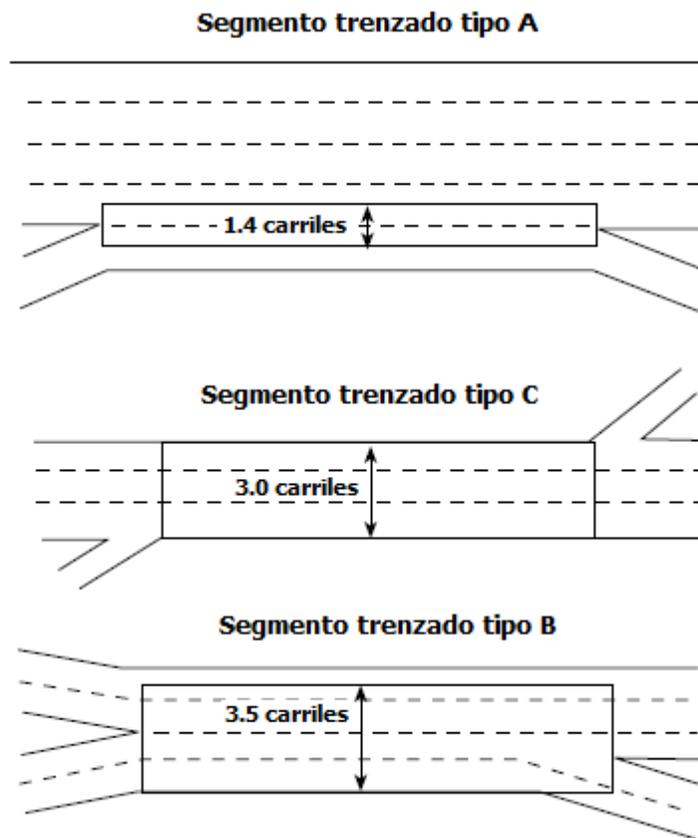
En esta discusión, dos parámetros importantes han sido definidos:

N_w = número de carriles que deben ocupar los vehículos trenzados para equilibrar la operación con vehículos no trenzados, y

N_w (máx) = máximo número de carriles que pueden ser ocupados por vehículos trenzados, basados en la configuración geométrica.



Figura A2 1 Uso máximo de carriles por vehículos trezados



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

La metodología del capítulo 24 incluye modelos para determinar los valores de N_w , mientras los valores de N_w (máx) han sido especificados en este documento. La comparación de dos valores determina el tipo de operación que se presenta en el segmento trezado.

Donde $N_w \leq N_w$ (máx), la operación de equilibrio se establecerá. Esto se conoce como la **OPERACIÓN NO RESTRINGIDA**, porque no hay restricciones de que el equilibrio se produzca. Donde $N_w > N_w$ (max), los vehículos trezados pueden solo ocupar N_w (max) carriles. Así, ocuparan menos espacio del necesario para establecer el equilibrio, mientras los vehículos no trezados ocupan más espacio de lo normal. La operación de los vehículos no trezados se vuelve peor, mientras que para los vehículos no trezados mejora. Esto se refiere a la **OPERACIÓN RESTRINGIDA**, porque los vehículos en la configuración restringida establecen el equilibrio con los vehículos no trezados.

Bajo condiciones de **OPERACIÓN NO RESTRINGIDA**, los vehículos trezados y no trezados por lo general experimentan características de operación similares. En condiciones de **OPERACIÓN RESTRINGIDA**, los vehículos trezados a menudo experimentan condiciones de funcionamiento que son notablemente peores que las de los vehículos no trezados en el mismo segmento. Por lo



tanto, determinar el tipo de operación es un paso clave en la metodología de análisis del capítulo 24.

Segmentos trenzados múltiples

Cuando una serie de zonas de unión y separación poco espaciadas crean conjuntos de movimientos trenzados (entre parejas diferentes de unión y separación) que comparten el mismo segmento de autopista, un segmento de trenzado múltiple se crea.

Se recomienda que tales casos sean segregados a zonas de unión, separación y segmentos simples de trenzado apropiados, y que cada segmento sea analizado como corresponde.

Autopistas colector – distribuidor

Una práctica común de diseño a menudo resulta en segmentos trenzados que ocurren en autopistas colector distribuidor que son parte de un intercambio de una autopista o autopista multicarril. Debido a que muchos segmentos de autopista operan a bajas velocidades y correspondientemente a altas velocidades, la operación estable puede ocurrir más allá de las densidades máximas especificadas aquí, que son destinadas a trenzados de autopistas o autopistas multicarril.

La Figura A2 2 o EXHIBIT 24-8 muestra valores tabulados de Capacidad de segmentos trenzados para una serie de situaciones.



Figura A2 2 (Ehhibit 24-8) Capacidad para varios segmentos trenzados

(A) Type A Weaving Segments—120-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	6050	6820	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b
0.20	5490	6260	6720	7050	7200 ^b
0.30	5040	5780	6240	6570	6830
0.40	4660	5380	5530	5800 ^c	6050 ^c
0.45 ^d	4430	5000 ^c	5270 ^c	5550 ^c	5800 ^c
Four-Lane Segments					
0.10	8060	9010	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b
0.20	7320	8340	8960	9400	9600 ^b
0.30	6710	7520 ^c	8090 ^c	8510 ^c	8840
0.35 ^e	6370 ^c	7160 ^c	7700 ^c	8000 ^f	8000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	10,080	11,380	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b
0.20 ^g	9150	10,540 ^c	11,270 ^c	11,790 ^c	12,000 ^b
(B) Type A Weaving Segments—110-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	5770	6470	6880	7050 ^b	7050 ^b
0.20	5250	5960	6280	6680	6900
0.30	4830	5520	5940	6240	6480
0.40	4480	5150	5250 ^c	5530 ^c	5760 ^c
0.45 ^d	4190	4790 ^c	5020 ^c	5310 ^c	5530 ^c
Four-Lane Segments					
0.10	7690	8630	9180	9400 ^b	9400 ^b
0.20	7000	7940	8500	8900	9200
0.30	6440	7180 ^c	7710 ^c	8090 ^c	8390 ^c
0.35 ^e	6080 ^c	6830 ^c	7360 ^c	7730 ^c	8030 ^c
Five-Lane Segments					
0.10	9610	10,790	11,470	11,750 ^b	11,750 ^b
0.20 ^g	8750	10,030 ^c	10,690 ^c	11,160 ^c	11,520 ^c

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(C) Type A Weaving Segments—100-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	5470	6110	6480	6730	6910
0.20	5000	5640	6020	6290	6490
0.30	4610	5240	5620	5900	6110
0.40	4290	4900	4990 ^c	5250 ^c	5460 ^c
0.45 ^d	4000	4520 ^c	4790 ^c	5040 ^c	5200 ^c
Four-Lane Segments					
0.10	7300	8150	8630	8970	9220
0.20	6660	7520	8030	8380	8650
0.30	6080 ^c	6830 ^c	7310 ^c	7650 ^c	7920 ^c
0.35 ^e	5780 ^c	6520 ^c	6990 ^c	7330 ^c	7600 ^c
Five-Lane Segments					
0.10	9120	10,180	10,790	11,210	11,500 ^a
0.20 ^g	8330	9500 ^c	10,080 ^c	10,510 ^c	10,830 ^c
(D) Type A Weaving Segments—90-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	5160	5730	6050	6270	6430
0.20	4730	5310	5650	5880	6060
0.30	4380	4850	5290	5540	5720
0.40	4090	4420 ^c	4730 ^c	4960 ^c	5140 ^c
0.45 ^d	3850	4240 ^c	4470 ^c	4780 ^c	4950 ^c
Four-Lane Segments					
0.10	6880	7460	8070	8350	8570
0.20	6310	7080	7530	7840	8080
0.30	5790 ^c	6360 ^c	6890 ^c	7190 ^c	7430 ^c
0.35 ^e	5520 ^c	6180 ^c	6590 ^c	6910 ^c	7140 ^c
Five-Lane Segments					
0.10	8600	9550	10,080	10,440	10,710
0.20 ^g	8060 ^c	8930 ^c	9460 ^c	9820 ^c	10,100 ^c

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(E) Type B Weaving Segments—120-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b
0.20	6830	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b
0.30	6120	6690	7010	7200 ^b	7200 ^b
0.40	5550	6100	6430	6670	6850
0.50	5100	5630	5950	6180	6370
0.60	4750	5260	5570	5800	5980
0.70	4180	4990	5290	5520	5690
0.80 ⁿ	3900	4820	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f
Four-Lane Segments					
0.10	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b
0.20	9110	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b
0.30	8170	8910	9350	9600 ^b	9600 ^b
0.40	7400	8140	8570	8890	9130
0.50	6670 ^c	7500	7930	8000 ^f	8000 ^f
0.60	6070 ^c	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f
0.70	5580 ^c	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f
0.80 ⁿ	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b
0.20	11,390	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b
0.30	10,210	11,140	11,690	12,000 ^b	12,000 ^b
0.40	9270 ^c	10,000 ^f	10,000 ^f	10,000 ^f	10,000 ^f
0.50	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f
0.60	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f
0.70	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f
0.80 ⁿ	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(F) Type B Weaving Segments—110-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b
0.20	6460	6950	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b
0.30	5810	6320	6620	6830	6980
0.40	5280	5790	6090	6300	6470
0.50	4860	5350	5650	5860	6030
0.60	4550	5010	5300	5510	5680
0.70	4320	4770	5050	5250	5410
0.80 ^c	3650	4600	4880	5000 ^f	5000 ^f
Four-Lane Segments					
0.10	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b
0.20	8610	9270	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b
0.30	7750	8430	8820	9100	9310
0.40	7040	7720	8120	8400	8620
0.50	6370 ^e	7140	7530	7820	8000 ^f
0.60	5810 ^e	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f
0.70	5350 ^e	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f
0.80 ^c	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b
0.20	10,760	11,590	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b
0.30	9690	10,540	11,030	11,370	11,640
0.40	8830 ^e	9650	10,000 ^f	10,000 ^f	10,000 ^f
0.50	7960 ^e	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f
0.60	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f
0.70	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f
0.80 ^c	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(G) Type B Weaving Segments—100-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	6750	6900 ^b	6900 ^b	6900 ^b	6900 ^b
0.20	6070	6510	6750	6900 ^b	6900 ^b
0.30	5490	5950	6210	6400	6540
0.40	5010	5470	5740	5930	6070
0.50	4620	5070	5340	5530	5680
0.60	4330	4760	5020	5220	5360
0.70	4120	4530	4790	4970	5120
0.80 ⁿ	3600	4380	4630	4820	4960
Four-Lane Segments					
0.10	9000	9200 ^b	9200 ^b	9200 ^b	9200 ^b
0.20	8100	8680	9010	9200 ^b	9200 ^b
0.30	7320	7930	8280	8530	8710
0.40	6680	7290	7650	7900	8100
0.50	6060 ^c	6760	7120	7370	7580
0.60	5540 ^c	6340	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f
0.70	5130 ^c	5640 ^b	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f
0.80 ⁿ	4800 ^c	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	11,250	11,500 ^b	11,500 ^b	11,500 ^b	11,500 ^b
0.20	10,120	10,850	11,260	11,500 ^b	11,500 ^b
0.30	9150	9910	10,350	10,660	10,890
0.40	8370 ^c	9110	9560	9880	10,000 ^f
0.50	7670 ^c	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f	8000 ^f
0.60	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f	6670 ^f
0.70	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f	5760 ^f
0.80 ⁿ	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f	5000 ^f

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(H) Type B Weaving Segments—90-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	6270	6600	6750 ^b	6750 ^b	6750 ^b
0.20	5670	6050	6270	6410	6520
0.30	5150	5560	5790	5950	6070
0.40	4720	5130	5370	5540	5670
0.50	4370	4770	5010	5190	5320
0.60	4110	4500	4730	4900	5030
0.70	3910	4290	4520	4690	4820
0.80 ^a	3440	4150	4380	4540	4670
Four-Lane Segments					
0.10	8350	8900	9000 ^c	9000 ^c	9000 ^c
0.20	7560	8070	8360	8550	8690
0.30	6870	7410	7720	7940	8100
0.40	6290	6840	7160	7390	7560
0.50	5740 ^c	6360	6680	6920	7090
0.60	5270 ^c	5990	6310	6530	6670 ^d
0.70	4890 ^c	5350 ^c	5760 ^d	5760 ^d	5760 ^d
0.80 ^a	4590 ^c	5000 ^d	5000 ^d	5000 ^d	5000 ^d
Five-Lane Segments					
0.10	10,440	10,990	11,250 ^b	11,250 ^b	11,250 ^b
0.20	9450	10,090	10,440	10,680	10,860
0.30	8580	9260	9650	9920	10,120
0.40	7890 ^c	8550	8950	9230	9450
0.50	7170 ^c	7960	8000 ^d	8000 ^d	8000 ^d
0.60	6580 ^c	6670 ^d	6670 ^d	6670 ^d	6670 ^d
0.70	5760 ^d	5760 ^d	5760 ^d	5760 ^d	5760 ^d
0.80 ^a	5000 ^d	5000 ^d	5000 ^d	5000 ^d	5000 ^d

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(I) Type C Weaving Segments—120-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b
0.20	6590	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b	7200 ^b
0.30	5890	6540	6930	7200	7200 ^b
0.40	5530	5960	6350	6620	6840
0.50 ^f	4890	5500	5870	6140	6360
Four-Lane Segments					
0.10	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b
0.20	8780	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b	9600 ^b
0.30	7850	8720	9230	9590	9600 ^b
0.40	7110	7950	8470	8750 ^f	8750 ^f
0.50 ^f	6520	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b
0.20	11,520 ^c	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b	12,000 ^b
0.30	10,140 ^c	11,170 ^c	11,670 ^f	11,670 ^f	11,670 ^f
0.40	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f
0.50 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f
(J) Type C Weaving Segments—110-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	7010	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b
0.20	6240	6830	7050 ^b	7050 ^b	7050 ^b
0.30	5610	6200	6550	6790	6980
0.40	5090	5670	6020	6270	6470
0.50 ^f	4680	5240	5590	5840	6030
Four-Lane Segments					
0.10	9350	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b
0.20	8320	9100	9400 ^b	9400 ^b	9400 ^b
0.30	7470	8270	8730	9060	9300
0.40	6240	7560	8030	8360	8620
0.50 ^f	5830	6990	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b
0.20	10,900 ^c	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b	11,750 ^b
0.30	9630 ^c	10,570 ^c	10,910	11,320	11,630
0.40	8590 ^c	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f
0.50 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(K) Type C Weaving Segments—100-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	6570	6900 ^b	6900 ^b	6900 ^b	6900 ^b
0.20	5890	6410	6700	6900	6900 ^b
0.30	5310	5850	6160	6370	6540
0.40	4840	5370	5680	5910	6080
0.50 ^c	4460	4970	5290	5510	5890
Four-Lane Segments					
0.10	8760	9200 ^b	9200 ^b	9200 ^b	9200 ^b
0.20	7850	8540	8930	9200	9200 ^b
0.30	7080	7790	8210	8500	8720
0.40	6450	7150	7580	7880	8110
0.50 ^c	5950	6630	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	11,500 ^b	11,500 ^b	11,500 ^b	11,500 ^b	11,500 ^b
0.20	10,250 ^c	11,050 ^c	11,170	11,500	11,500 ^b
0.30	9110 ^c	9960 ^c	10,260	10,620	10,900
0.40	8170 ^c	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f
0.50 ^c	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



Exhibit 24 - 8 CONTINUACIÓN

(L) Type C Weaving Segments—90-km/h Free-Flow Speed					
Volume Ratio, VR	Length of Weaving Segment (m)				
	150	300	450	600	750 ^a
Three-Lane Segments					
0.10	6120	6520	6730	6750 ^b	6750 ^b
0.20	5510	5970	6230	6400	6520
0.30	5000	5480	5750	5940	6090
0.40	4570	5050	5330	5530	5680
0.50 ^d	4230	4700	4980	5180	5330
Four-Lane Segments					
0.10	8150	8700	8980	9000 ^b	9000 ^b
0.20	7350	7960	8300	8530	8700
0.30	6680	7300	7670	7920	8110
0.40	5640	6730	7110	7370	7580
0.50 ^d	5300	6260	6640	6900	7000 ^f
Five-Lane Segments					
0.10	10,770 ^c	11,250 ^b	11,230	11,250 ^b	11,250 ^b
0.20	9580 ^c	10,270 ^c	10,380	10,660	10,870
0.30	8570 ^c	9310 ^c	9580	9900	10,140
0.40	7720 ^c	8470 ^c	8750 ^f	8750 ^f	8750 ^f
0.50 ^d	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f	7000 ^f

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.



ANEXO 3 AMPLIACIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS Y TÉRMINOS PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA RAMPAS

Concepto de rampa

Una rampa es una longitud de autopista que ofrece una exclusiva conexión entre dos instalaciones de autopista. Las instalaciones conectadas por una rampa pueden consistir en autopistas, autopistas multicarril, autopistas de dos carriles, calles suburbanas y urbanas.

Carriles de la rampa

El analista debe asumir rampas de un solo carril a menos de que haya una indicación de demanda particularmente intensa. La demanda en exceso de la rampa de 1,500 veh/h generalmente justifica un segundo carril. Una rampa de entrada medida puede tener dos carriles acceso para acomodar los niveles de demanda que podrían incluirse dentro de un solo carril. Un carril puede ser un carril de desviación de alta ocupación vehicular.

Longitud del carril de Aceleración/Desaceleración

La longitud típica de los carriles de aceleración y desaceleración para rampas debe ser obtenida de los estándares de diseño usados por la agencia de operación de autopistas. La longitud del carril de aceleración o desaceleración se mide desde la intersección del borde del camino recorrido por la autopista y la rampa (punto A) y la intersección de la autopista y los bordes de la rampa aguas abajo (punto B). Estas características se muestran la Figura A3 1 y en la Figura A3 2. A falta de información de diseño o mediciones de campo, un valor por defecto de 180 metros puede ser utilizado para la longitud del carril de aceleración, y un valor de 42 metros para la longitud del carril de desaceleración.

Velocidad a flujo libre de la rampa

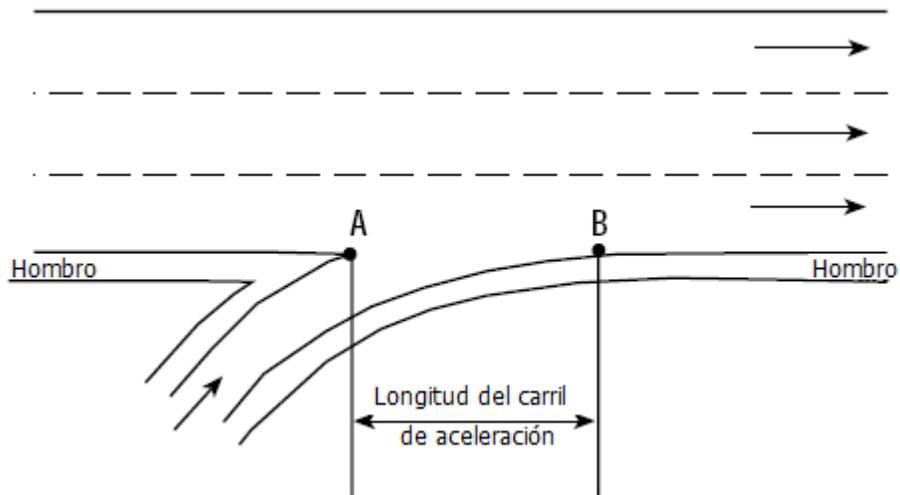
Las velocidades a flujo libre de la rampa normalmente se encuentran en un rango entre los 30 y 80 km/h dependiendo de la pendiente, la alineación y el control. A falta de valores observados en campo o valores desarrollados localmente, se puede asumir que es de 55 km/h.

Periodo de análisis

Las políticas de planeación, diseño y análisis y los recursos disponibles de una agencia determinaran la selección del o los periodos de análisis. El analista puede desear para evaluar las horas pico que ocurren durante el viaje por la mañana, al mediodía y durante el viaje por la noche en un día típico entre semana o durante una hora pico en sábado o domingo, si el segmento de autopista lleva un alto volumen de tráfico de fin de semana de ocio. Dentro de cada hora analizada, el volumen más alto de 15 minutos es de interés primordial. Un factor en horas punta (FHP) se aplica al volumen por hora para convertirlo en un volumen máximo de 15 minutos. Un procedimiento para calcular la dirección- pico, la demanda de hora pico de un volumen de tráfico diario promedio se describe en el capítulo 8 del HCM.

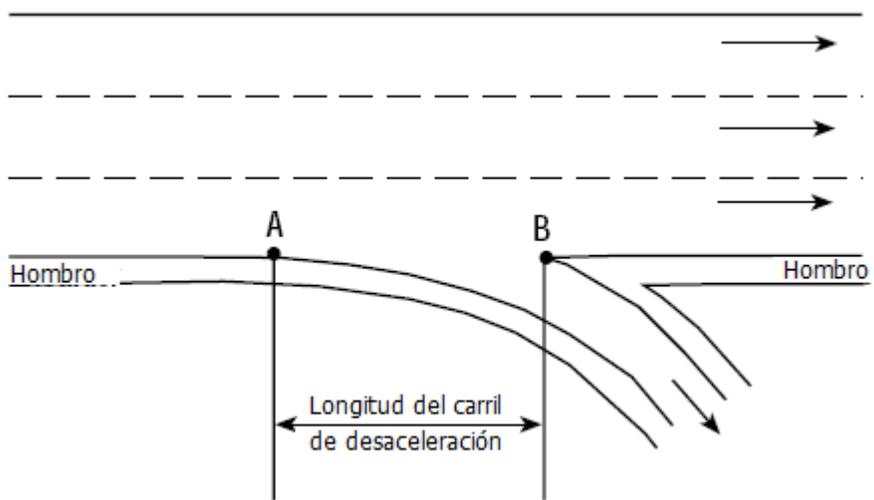


Figura A3 1 Diagrama de la longitud del carril de aceleración



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Figura A3 2 Diagrama de la longitud de desaceleración



Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM2000.

Factor de hora pico

A falta de datos medidos en campo del Factor de Hora Pico, se pueden usar aproximaciones. Para condiciones congestionadas, 0.95 es una aproximación razonable. El Factor de Hora Pico tiende a ser más alto para condiciones sobresaturadas y más bajo para condiciones no saturadas. Los valores por defecto de 0.92 para áreas urbanas y de 0.88 para áreas rurales pueden ser usados a falta de datos locales.

Vehículos pesados

El porcentaje de vehículos pesados en terrenos sinuoso y montañoso debe ser obtenido de datos locales disponibles para condiciones de demanda e instalaciones similares. Si la proporción de vehículos recreacionales (RVs), camiones y autobuses es desconocida, todos los vehículos pesados pueden ser considerados como camiones para propósitos de selección de equivalentes de vehículos de pasajeros y calcular el factor de ajuste por vehículos pesados. Los valores por defecto del 5 % por vehículos pesados para áreas urbanas y 10 % de vehículos pesados para áreas rurales pueden usarse a falta de datos locales.

Población de conductores

El recíproco del factor por tipo de conductor se utiliza para incrementar la tasa de flujo para tomar en cuenta a la población de conductores que no están familiarizados con la instalación de la Autopista. El factor debe ser normalmente 1.00 pero puede ser reducido a 0.85 para el análisis de las condiciones de fin de semana en una zona de recreo.

