MANUAL DE CAPACIDAD VIAL DE 1985
(Una Visión Ejecutiva)

Instituto Mexicano del Transporte

Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Publicación Técnica no. 17
Querétaro, Qro. 1991

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

EL MANUAL DE CAPACIDAD VIAL DE 1985

(Una Visión Ejecutiva)

Publicación Técnica 17.

Querétaro, Qro., 1991.

La edición del Manual de Capacidad Vial de 1985 publicada por la Transportation Research Board de los Estados Unidos de América, constituye un avance más en el creciente campo del conocimiento sobre los procedimientos de análisis de capacidad en calles y carreteras. A partir de las investigaciones realizadas por diversos profesionales. Se obtuvo como resultado un conjunto de técnicas para calcular la Capacidad Vial, consideradas, por concenso, como las mejores existentes en el momento de su publicación.

Dado que en nuestro país se ha generado el uso de este Manual para determinar la Capacidad Vial, es necesario contribuir al mejor entendimiento del acervo de conocimientos que este documento contiene. Se presenta la traducción de la publicación "An Executive Overview", versión resumida del Highway Capacity Manual 1985, preparada por Roger P. Roess y William R. McShane y patrocinada por el Institute of Transportation Engineers.

Deseamos expresar nuestro agradecimiento a Mr. Thomas W. Brahms, Director Ejecutivo del Institute of Transportation Engineers, por la concesión de los correspondientes permisos de traducción y edición.

Traducción de : Ing. Román Vázquez Berber.

Revisada por : Ing. Arturo Coronado García.

I N D I C E

HISTORIA Y ANTECEDENTES. 1

EL MANUAL DE CAPACIDAD VIAL DE 1985. 5

1. INTRODUCCION. 7

2. CARACTERISTICAS DEL TRANSITO. 10

3. TRAMOS BASICOS DE AUTOPISTAS. 11

4. ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO. 17

5. RAMPAS Y CONEXIONES DE RAMPAS. 26

6. LA AUTOPISTA COMO UN SISTEMA. 30

7. CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES. 37

8. CARRETERAS DE DOS CARRILES. 41

9. INTERSECCIONES CONTROLADAS POR SEMAFOROS. 56

10. INTERSECCIONES SIN SEMAFOROS. 66

11. ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS. 72

12. TRANSPORTE PUBLICO. 79

13. PEATONES. 80

14. BICICLETAS. 88

PROGRAMAS PARA COMPUTADORA DEL MANUAL DE CAPACIDAD VIAL DE 1985. 88

RESUMEN Y OBSERVACIONES FINALES. 90

EL MANUAL DE CAPACIDAD VIAL DE 1985 *

(Una Visión Ejecutiva)

La tercera edición del Manual de Capacidad Vial se publicó en agosto de 1985 después de una investigación y estudio de más de 15 años, participando un gran número de investigadores y de organizaciones. Se publicó bajo la Coordinación del **Transportation Research Board's Committee** (TRB), sobre Capacidad y Calidad del Servicio. El Manual de 1985 refleja un nivel de avance y conocimiento que permitirá análisis más precisos y adecuados para las vialidades, así como de sus condiciones de operación. Algunos procedimientos se han tornado laboriosos y por consecuencia los programas ya preparados para microcomputadoras de los procedimientos contenidos en el Manual de 1985, serán de gran utilidad para los usuarios del nuevo Manual.

HISTORIA Y ANTECEDENTES.

La primera edición del Manual de Capacidad Vial (MCV) fue publicada en 1950, como resultado de tres años de esfuerzos intensos por una Comisión de Capacidad Vial bajo el patrocinio del entonces Bureau of Public Roads. Se publicó, como una respuesta al rápido incremento de un programa de apoyo para construcción vial en los E.U.A., al finalizar la Segunda Guerra Mundial.

En ese tiempo no existía en E.U.A. una aceptación nacional de normas para proyecto, y por consecuencia se tenía muy poca uniformidad para el proyecto y la construcción de las vialidades.

El Manual de 1950 fue un documento básico con datos dispersos y sustentado en el criterio colectivo de los miembros de la Comisión de Capacidad Vial. Fue principalmente un documento de proyecto y no contenía todos los tipos de vialidades.

El concepto básico de capacidad vial fue incorporado y definido. En su momento, el MCV 1950 usó tres clases diferentes de capacidad:

---

* Traducción autorizada de la publicación: "Highway Capacity Manual 1985 An Executive Overview"; la versión en inglés fue preparada por The Polytechnic University Transportation Trainning and Research Center, para el Institute of Transportation Engineers 1986.

a. Capacidad Práctica.

b. Capacidad Posible.

c. Capacidad Ideal.

La "Capacidad Práctica" fue precursora del concepto denominado Nivel de Servicio y era la capacidad que podría obtenerse conservando una calidad de operación "razonable". La "Capacidad Posible" fue un término análogo al uso que se da actualmente al término "capacidad", en tanto que la "Capacidad Ideal" se refiere a condiciones con características ideales de geometría y tránsito.

Los trabajos para la segunda edición del Manual de Capacidad Vial se iniciaron en 1953 y culminaron en 1965 (publicado actualmente en 1966). El trabajo fue dirigido por una Comisión de Capacidad Vial formada bajo la entonces Highway Research Board. Al igual que la primera edición, O. K. Norman dirigió los esfuerzos para la obtención del Manual, así como otros notables profesionales empleados por el Bureau of Public Roads, fueron designados para preparar el Nuevo Manual, como actividad primaria. En base a sus esfuerzos se recopilaron una gran cantidad de datos en varios Estados y en diversos organismos viales locales, los que fueron analizados por los miembros de la Comisión, obteniéndose nuevas relaciones y procedimientos.

Cuando apareció la segunda edición en 1966, constituyó un salto dramático con respecto a la situación que prevalecía en el análisis y proyecto viales. Los principales avances obtenidos fueron:

a. Los datos utilizados en los procedimientos fueron muy superiores en calidad y en cantidad a los disponibles para obtener en Manual de 1950.

b. El Manual de 1965 refleja la creciente importancia de las vías de acceso controlado y le dedica tres capítulos para las autopistas y sus elementos componentes, proporcionando un gran avance en el conocimiento de este tipo de vialidades.

c. El uso del Manual de 1965 como una herramienta para el análisis operacional fue ampliado, permitiendo extender la utilización y aplicación de procedimientos, no limitándolos al proyecto funcional.

d. Se introdujo el concepto de Nivel de Servicio y fue presentado como un medio para cuantificar o clasificar la calidad operacional del servicio ofrecido por una vialidad a conductores y usuarios.

Este último punto fue el más importante. Su amplia difusión de uso en los procedimientos para el análisis operacional, ha creado una escala de calidad y como concepto, constituye una parte integral de la profesión del Ingeniero de Tránsito y las personas que toman las decisiones y con los grupos de trabajo.

De igual manera que en la Segunda Edición, cuyos trabajos se iniciaron poco después de la publicación de la Primera, el trabajo para la Tercera Edición se inició pocos años después de la publicación del Manual de 1965. Aún dirigido por el organismo denominado Highway Capacity and Quality of Service Committee, el enfoque y método para la realización cambió radicalmente al iniciar el trabajo de la Tercera Edición. Desafortunadamente, O. K. Norman había fallecido poco antes de concluir la Segunda Edición. Varios empleados de la **Federal Highway Administration** (FHWA) fueron designados de tiempo completo, durante un corto período, en la Comisión para la preparación de otro manual. Los costos elevados y la gran complejidad de los datos a recopilar hicieron prohibitivo que los organismos estatales y locales, proporcionaran datos básicos sustanciales para el estudio.

A principios de 1970, la **National Cooperative Highway Research Program** (NCHRP) y la **Federal Highway Administration** (FHWA) empezaron a otorgar contratos importantes a varios organismos de investigación para estudiar diversos aspectos relativos al análisis de capacidad vial. La Tabla 1 contiene una lista parcial de los temas que fueron estudiados durante el período de 1970 a 1984, y que proporcionaron un impulso vital hacia la obtención del Manual de 1985.

En 1980, el **Transportation Research Board** (TRB) editó la Circular 212 que contiene una serie de "reportes preliminares" para análisis de capacidad vial. Esto, representa esencialmente una recopilación parcial de las investigaciones realizadas hasta fines de los setentas y fue preparada por el **Transportation Trainning and Research Center of the Polytechnic Institute of New York** (5 capítulos de autopistas) y JHK & Associates (Análisis de Movimiento Crítico, Intersecciones sin Semáforos, Transporte Público y Peatones), bajo contratos separados de la FHWA y NCHRP, respectivamente. Esto permitió a los profesionales interesados en este tema, tener acceso al nuevo material y proporcionó a los miembros del Highway Capacity and Quality of Service Committee una retroalimentación con respecto a los procedimientos considerados.

T A B L A 1

INVESTIGACIONES PRINCIPALES PARA EL MANUAL DE CAPACIDAD DE 1985

PATROCINADOR	ORGANISMO INVESTIGADOR	T E M A
NCHRP	TTRC, Polytechnic	Estudio de la Operación de Zonas de Entrecruzamiento. (1971 - 74)
NCHRP FHWA	Midwest Research Institute	Simulación en Carriles Múltiples, Circulación de Tránsito con Vehículos Mezclados. (1973 - 76)
NCHRP	Penn Estate	Relaciones Peso-Potencia en Camiones. (1975 - 77)
NCHRP	Wilbur Smith & Assoc.	Operación de Autobuses en Carretera. (1974 - 77)
FHWA	TTRC, Polytechnic	Procedimientos para Análisis de Capacidad en Autopistas. (1977 - 79)
NCHRP	JHK & Assoc.	Hacia un Nuevo Manual de Capacidad Vial. (1976 - 79)
FHWA	PRC/Voorhees	Arterias. (1977 - 82)
NCHRP	JHK & Assoc.	Calibración de un Análisis de Movimiento Crítico para el Nuevo MCV. (1980 - 82)
FHWA	J. Leisch & Assoc.	Preparación de una Nueva Técnica para Capacidad de Zonas de Entrecruzamiento. (1980 - 83)
NCHRP	TTI, Texas A & M	Capacidad de Carreteras de Dos Carriles y Doble Sentido. (1981 - 83)
FHWA	TTI, Texas A & M Herbert G. Whyte. PRC/Voorhees Institute for Research.	Calibración de Equivalencias para Vehículos Ligeros. (1981 - 82)
FHWA	JHK & Assoc.	Comparación de Procedimientos para Análisis de Zonas de Entrecruzamiento. (1983 - 85)
NCHRP	TTR, Polytechnic	Preparación Final para un Nuevo MCV. (1980 - 85)

La tarea final en la preparación del Manual de 1985 recayó en el **Transportation Trainning and Research Center of the Polytechnic Institute of New York.** Encabezado por el Dr. Roger P. Roess, el equipo de proyecto incluía al Dr William R. McShane y como consultores especiales al Dr. John J. Fruin (Peatones), al Dr. Adolfo D. May (Autopistas) y a Mr. Herbert Levinson (Transporte Público). El subcontratista principal fue **Texas Transportation Institute** (TTI) **of Texas A & M University.** El Dr. Carrol J. Messer fue el Investigador Co-principal del equipo, que también incluyó al Dr. Conrad Dudek del TTI. La preparación final del Manual incluyó la edición masiva del material fuente, que permitió un enfoque uniforme, filosófico y de estilo. Algunos procedimientos sufrieron modificaciones sustanciales, en tanto que otros fueron modificados ligeramente. Todo esto fue realizado bajo la guía del Highway Capacity and Quality of Service Committee, presidido por Mr. Carlton C. Robinson del Highway Users Federation y del Proyecto 3-28 B, Panel de NCHRP.

Más de 60 profesionales participaron en la revisión de los procedimientos a través de la Comisión y diversas Subcomisiones. El esfuerzo culminó con la publicación del Manual de 1985, en agosto de 1985.

EL MANUAL DE CAPACIDAD VIAL DE 1985.

La tercera edición del Manual de Capacidad Vial marca un arranque significativo con respecto a las ediciones anteriores, tanto en su forma, como en su contenido. Se han agregado varios capítulos nuevos y otros han sido ampliados en forma sustancial. Algunos procedimientos han sido cambiados radicalmente con respecto a las ediciones pasadas, en tanto que otros, son similares en forma a los métodos del Manual de 1965. El contenido del Manual se discutirá con gran detalle en los capítulos subsecuentes. Las características relevantes del nuevo Manual de Capacidad Vial, se resumen a continuación:

a. El MCV 1985 está publicado en forma de hojas intercambiables. Se anticipa que se realizarán revisiones anuales y actualizaciones. De esta manera el material nuevo, así como investigaciones disponibles o capítulos individuales, serán revisados sin esperar a una revisión total del Manual, para ser incorporados o utilizados. Es posible que nunca exista una "cuarta edición" del Manual; la actualización contínua dará por resultado una edición "más actualizada" en todo tiempo.

b. El MCV 1985 aumenta material significativo en áreas no cubiertas por las ediciones previas, tales como: Intersecciones sin Semáforos, Vialidades Principales, Transporte Público y Peatones. Los Capítulos sobre

Transporte Público y Peatones amplían el campo y aplicación de los procedimientos para análisis de capacidad, al considerar los conceptos de capacidad para las personas.

c. Los Análisis de Movimientos Críticos han sido adoptados y calibrados como base para los análisis de Intersecciones Controladas por Semáforos. Esta técnica fue estudiada por Greenshields originalmente y ha sido mejorada por un Grupo de Investigadores Ingleses, Australianos y Norteamericanos, proporcionando un modelo analítico más preciso para estudiar la operación de Intersecciones y sensible a un amplio rango de variables geométricas, de tránsito y de control que influyen en el comportamiento de las intersecciones.

d. Se sigue utilizando el concepto de Nivel de Servicio y se introducen nuevos parámetros para cuantificar mejor ese concepto para la vialidad donde se use.

e. Se proporciona la descripción detallada de hojas de gabinete para los diversos procedimientos de cómputo, así como las instrucciones paso a paso para la realización de los cálculos.

f. En cada capítulo se presentan, en incisos separados, los principios básicos y características de operación, metodología paso a paso para las instrucciones de cálculo y ejemplos de aplicación.

g. Los procedimientos contienen un mayor número de datos básicos que los disponibles en el pasado; sin embargo, prevalecen áreas en las cuales se requieren datos adicionales que podrían haber sido de gran utilidad.

El MCV 1985 es otro punto de referencia importante en la evolución de los procedimientos y su aplicación. El manual representa el mejor conocimiento y criterio disponible de muchos individuos y organizaciones que contribuyeron para su obtención. El Análisis de Capacidad es, sin embargo, un campo dinámico. Aún cuando estos nuevos procedimientos se pongan en uso, las características de los vehículos y de los conductores continuarán cambiando. Las revisiones a los procedimientos del MCV 1985 vendrán cuando las demandas de los profesionales y los recursos, estén disponibles para ser encarados por los investigadores. Se pretende que la Tercera Edición del MCV siempre esté actualizada a través del mecanismo de las revisiones anuales y actualizaciones, así como el reemplazo periódico de capítulos con metodologías nuevas.

La sección que se presenta a continuación resume los conceptos clave y el contenido de cada uno de los capítulos del MCV 1985.

1. INTRODUCCION.

El primer Capítulo del MCV 1985 define conceptos básicos para el análisis de capacidad y visualiza en términos generales las características del tránsito. Se comenta el contenido del Manual y se explica brevemente como deberá usarse e interpretarse. Algunos de estos temas clave se analizan a continuación.

A) El Concepto de Capacidad.

El MCV 1985 define capacidad como "... el valor de flujo máximo que puede esperarse, en forma razonable, que pase por un punto o un tramo uniforme de carril o calzada bajo condiciones prevalecientes del camino, del tránsito y de las condiciones de control ...".

Existe solo una diferencia importante entre esta definición y la del MCV 1985. La mayoría de los análisis del MCV 1985 están con base en valores de flujo para el periodo de máxima demanda durante 15 minutos, dentro de la hora de interés, que usualmente es la hora de máxima demanda. Los volúmenes horarios totales se usan solo en casos excepcionales, donde el analista dé como opción el uso de volúmenes horarios y con base en ellos se obtienen los valores de flujo. Esto permite la localización de períodos cortos, que trabajan a capacidad o sobresaturados, lo que puede dar lugar a congestionamientos que dilaten mucho en dispersarse.

B) El Concepto de Nivel de Servicio.

La definición de Nivel de Servicio es también un concepto familiar. Un Nivel de Servicio se enuncia como "... una medida cualitativa que define condiciones operacionales dentro de la circulación vial, o su percepción por el conductor y/o usuarios ...". En estas condiciones se define generalmente por "... medidas tales como velocidad y tiempo de recorrido, libertad de maniobra, interrupción del tránsito, confort y comodidad y seguridad ...".

Mientras que la definición de Nivel de Servicio es virtualmente la misma que se usa en el MCV 1965, su obtención en los procedimientos ha sido alterada considerablemente. El único parámetro de tránsito no mencionado en la definición del concepto es el volumen. Los conductores dentro de la circulación vial no perciben el volumen como una medida puntual. Ellos perciben las medidas relativas a velocidad o tiempo y también perciben la proximidad a otros vehículos, lo cual está relacionado con la densidad. La libertad de maniobra también está vinculada con la densidad del tránsito. A pesar de esto, las metodologías del MCV 1965 usan frecuentemente el volumen como un parámetro para definir los

niveles de servicio. Siempre que es posible el MCV 1985 abandona esta práctica. La Tabla 2 resume y compara las medidas de eficiencia usadas para definir niveles de servicio, tanto en el Manual de 1965 como en el Manual de 1985.

Adviértase que sólo en el caso de Conexiones de Rampas y en Intersecciones sin Semáforos, se usa el volumen o parámetros con base en volúmenes, para definir niveles de servicio. Esto se debe a que el conocimiento existente no permite la calibración de técnicas que se basen en medidas cualitativas. Se deberá observar que mientras se usen medidas cualitativas para definir niveles de servicio, estas definiciones están vinculadas a niveles de volúmenes que pueden sustentar cada nivel. De este modo, el ingeniero podrá trabajar con el volumen o el valor de flujo, como parámetros principales en los análisis de capacidad.

La estructura ya familiar de seis niveles de servicio, desde la A a la F, se conserva en el nuevo Manual. Sin embargo, algunos términos específicos tienen un significado diferente a los del pasado y será necesario tener cuidado al interpretar los resultados y al presentarlos a quiénes tomen las decisiones en los próximos años. Aspectos relativos al nivel de servicio para vialidades específicas, serán discutidos en secciones subsecuentes.

C) Uso del Nuevo Manual de Capacidad Vial (MCV).

El resumen del Capítulo 1, del nuevo Manual, contiene varias recomendaciones para el uso del mismo:

1. El MCV no es una norma. El Transportation Research Board Committee on Highway Capacity and Quality of Service no es un organismo que se dedique a la preparación de normas. El MCV define niveles de servicio en forma meramente descriptiva. No recomienda niveles mínimos de aceptabilidad. Con el tiempo, el Manual tenderá en parte a ser una norma tal como los requieren los diversos organismos de gobierno para su uso y para establecer criterios usando términos definidos en el MCV.

2. El uso más potente de los procedimientos para análisis de capacidad es el relativo al de análisis de opciones. Proporciona al ingeniero la capacidad para evaluar diferentes opciones de solución que pueden darse a un problema, ya sea revisando la geometría, el tránsito y los parámetros de control. Los procedimientos del nuevo MCV pueden pronosticar la operación relativa resultante de diferentes planteamientos. Con la incorporación de programas para microcomputadora el ingeniero estará libre de cálculos laboriosos y le dará libertad para crear y probar más opciones de proyecto y control para un problema dado.

TABLA 2

COMPARACION DE MEDIDAS PARA NIVELES DE SERVICIO DE LOS MANUALES DE 1965 Y 1985

TIPO DE VIA	MEDIDAS DE EFICIENCIA : MANUAL DE 1965	MANUAL DE 1985
Tramos Básicos en Autopistas	Velocidad de Operación - (km/h) Relación v/c	Densidad (veh.lig./km /carril
Tramos de Entrecruzamiento	Velocidad de Operación - (km/h)	Velocidad Promedio de - Recorrido (km/h)
Conexiones de Rampas (Enlaces)	Volúmenes de Convergencia/ Divergencia (veh./h)	Volúmenes de Convergencia/Divergencia (veh./h)
Carreteras de Carriles Múltiples	Velocidad de Operación - (km/h) Relación v/c	Densidad (veh.lig./km - /carril
Carretera de Dos Carriles	Velocidad de Operación - (km/h)	Porciento del Tiempo de Demora
Intersecciones sin Semáforos	-	Capacidad de Reserva -- (veh./h)
Intersecciones Controladas por Semáforos	Factor de Carga	Demora (seg./veh.)
Arterias (Vías Principales)	Velocidad Promedio de Recorrido (km/h)	Velocidad Promedio de Recorrido (km/h)
Transporte Público	-	Factor de Carga (Personas/Asiento)
Peatones	-	Area (m^2/Peatón)

3. Una solución generada por análisis de capacidad no implica la realización de cualquier plan o proyecto. El MCV puede dar una solución que indica la necesidad de una autopista de 6 carriles para mantener un nivel de servicio D. Esto no quiere decir que el nivel de servicio D sea requerido. La toma de decisiones se hará sobre la base de muchos factores, entre los cuales están los económicos y los impactos ambientales.

4. El MCV no minimiza ni afecta en ninguna forma la necesidad de aplicar un buen criterio ingenieril. Es más, permite incrementar la información para sustentar tales criterios. El ingeniero deberá atender a ideas creativas que formen parte de la planificación y de las soluciones de proyecto. El ingeniero deberá formar juicios complejos con base en un rango de factores, los cuales incluyen, pero no exclusivamente limitados a ellos, capacidad y consideraciones operacionales.

2. CARACTERISTICAS DEL TRANSITO.

El Capítulo 2 del MCV 1985, da una revisión de varias características del tránsito que afectan o forman las bases del análisis de capacidad. Están incluidas en el Capítulo:

1. Volúmenes Máximos Observados y Valores de Flujo.

2. Características de los Volúmenes.

   a) Variaciones temporales.

   b) Variaciones espaciales.

   c) Composición del tránsito.

   d) Impactos por el estado del tiempo.

3. Características de la Velocidad.

4. Relaciones de Velocidad - Flujo - Densidad, para condiciones de circulación contínua.

5. Características del Espaciamiento y el Intervalo.

6. Intervalo de saturación y tiempo perdido bajo condiciones de circulación discontínua.

Cada procedimiento en el Manual está basado en algún conjunto calibrado de características del tránsito para un tipo de vía pública en particular. Estas, en general, representan razonablemente promedios nacionales que pueden variar de lugar a lugar de acuerdo a los hábitos de manejo locales. El Capítulo 2 proporciona una apreciación informativa de la clase y grado de variación que puede esperarse para un rango de características y la capacidad de las vías públicas.

3. TRAMOS BASICOS DE AUTOPISTAS.

El Capítulo 3 es uno de cuatro capítulos en el nuevo Manual dedicados a las autopistas y sus elementos componentes. El Capítulo 3 está dedicado a los tramos básicos de autopistas, por ejemplo, tramos de autopista fuera de la influencia de turbulencias causadas por maniobras de convergencia, divergencia o entrecruzamiento.

En tanto que la forma de los procedimientos de cálculo para tramos básicos de autopistas es similar a los que se usan en el MCV 1965, existe un número significativo de diferencias en los valores usados y en la interpretación de resultados. Los cambios más relevantes se encuentran en las relaciones entre velocidad, flujo y densidad calibradas para el promedio de autopistas norteamericanas que operan bajo condiciones ideales. Estas se muestran en las Figuras 1 y 2.

Advierta que para tramos de velocidad de proyecto de 110 km/h, la velocidad no varía con el valor de flujo en forma significativa hasta 1 600 vehículos ligeros por hora y por carril aproximadamente. A partir de ese punto,la velocidad declina rápidamente hasta que el flujo se acerca a la capacidad. Debido a esto la velocidad no podría tomarse como un indicador importante del nivel de servicio. En el rango de flujo que va desde 0 a 1 600 veh.lig./h/carril, la velocidad varía solamente en 11.2 km/h. Por lo tanto, lo anterior habría hecho imposible definir con amplitud los niveles de servicio en base a ese rango estrecho de velocidad.

Lo anterior no se aplica para las relaciones entre densidad y flujo tal como se indica en la Figura 2. La densidad varía dentro de un rango del flujo que va desde 0 hasta 2 000 veh.lig./h/carril y por consecuencia es más fácil de relacionar con el nivel de servicio.

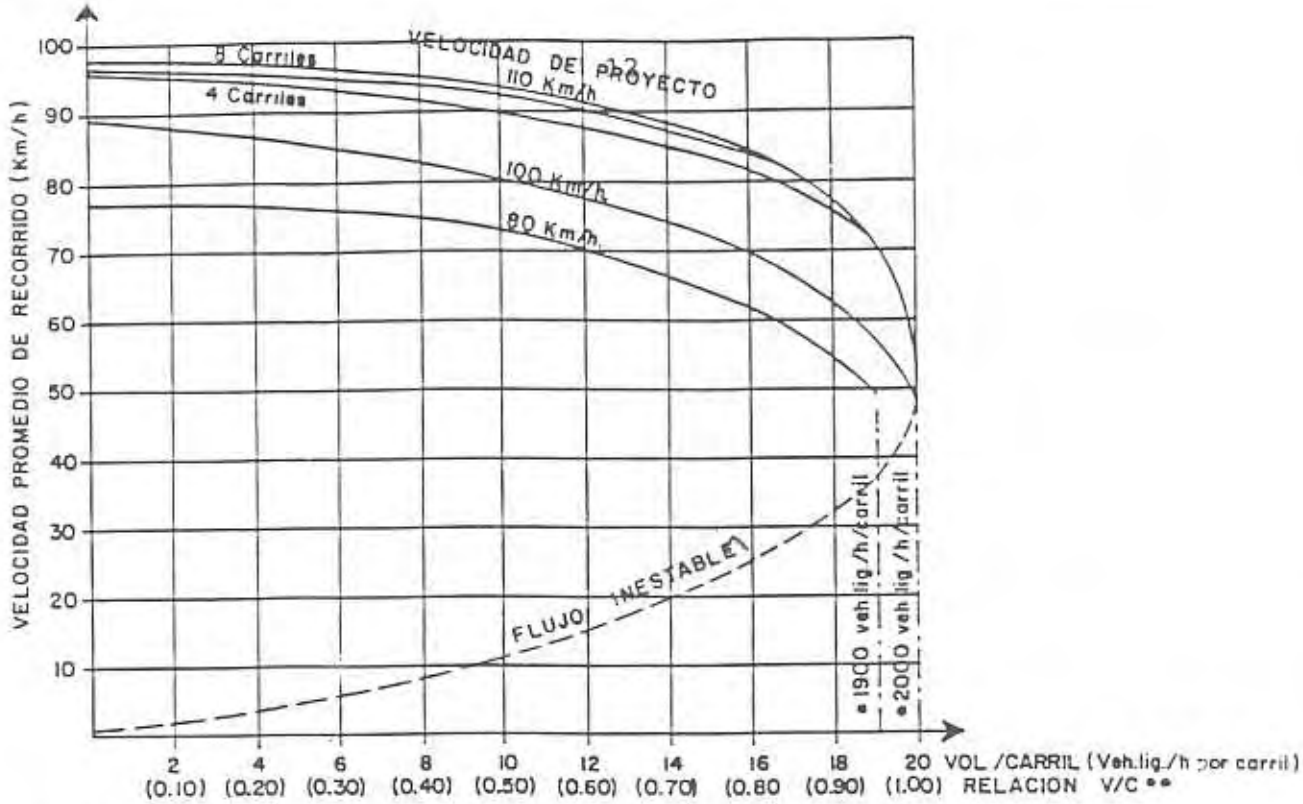


FIGURA 1. RELACIONES FLUJO-VELOCIDAD PARA OPERACION DE AUTOPISTAS BAJO CONDICIONES IDEALES.

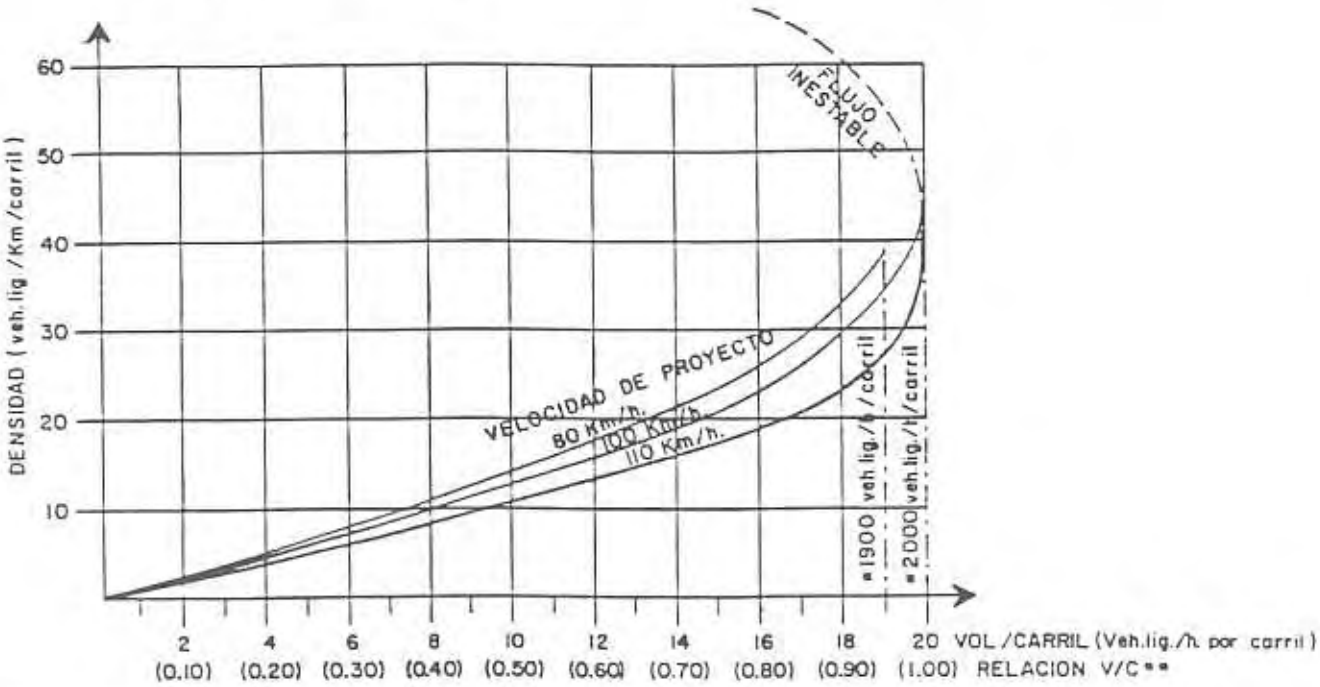


FIGURA 2. RELACIONES FLUJO-DENSIDAD PARA OPERACION DE AUTOPISTAS BAJO CONDICIONES IDEALES.

* Capacidad.

** La relacion v/c se basa en 2000 veh.lig./h/carril y es valida solo para velocidades de proyecto entre 95 y 110 Km/h.

(FUENTE Figuras 3-4, 3-3, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985.)

Debido a esta características, la densidad fue seleccionada como la medida de eficiencia principal para definir los niveles de servicio en autopistas (LOS). Además, la densidad se relaciona con muchas características claramente percibidas por los conductores, tales como libertad de maniobra y niveles de confort. Usando las relaciones estándar de las Figuras 1 y 2, fue construída la Tabla Básica 3 para definir niveles de servicio en autopistas.

La Tabla 3 es de forma similar a la Tabla 9-1 del MCV 1965, pero incorpora varias diferencias significativas:

1. Los niveles de servicio son definidos por medio de los rangos de densidad que se muestran en la segunda columna de la Tabla.

2. "La velocidad de Proyecto" de u elemento geométrico se usa en el análisis, en vez de la "velocidad promedio vial" que se usa en el MCV 1965.

3. Para cada velocidad de proyecto, se muestra la velocidad promedio de recorrido y la relación v/c, para cada nivel de servicio. Estos valores fueron obtenidos en las Figuras 1 y 2 y son consistentes con los valores definidos de densidad para cada nivel de servicio.

4. La capacidad de los tramos básicos de autopista bajo condiciones ideales permanecen en 2,000 veh.lig./h/carril<1>, excepto para tramos con velocidad de proyecto de 80 km/h, donde se reduce a 1,900 veh.lig./h/carril.

5. Todos los valores en la Tabla se refieren a valores de flujo máximo que pueden ser acomodados en un período de 15 minutos de máxima demanda, para un nivel de servicio dado. Así como los valores de flujo son usados directamente, los factores de la hora de la máxima demanda se incorporan dentro de la Tabla.

6. Para cada nivel de servicio y velocidad de proyecto, el **valor de flujo máximo de servicio** (MSF) se calcula como la capacidad multiplicada por la relación v/c correspondientes. Estos valores son dados por carril y redondeados a los 50 veh.lig./h/carril más próximos. El nuevo Manual no admite variaciones del MSF con base en el tamaño de autopista de 4, 6 u 8 carriles.

<1> Nota del Traductor: En investigación del DDF de la Ciudad de México se obtuvo un valor de 2 400 veh.lig./h/carril.

T A B L A 3

CRITERIO PARA DEFINIR NIVELES DE SERVICIO EN TRAMOS BASICOS DE AUTOPISTAS

NIVEL DE SERVICIO (i)	DENSIDAD (veh.lig./km/carril)	100 Km/h (j)			95 Km/h (j)			80 Km/h(j)		
		VELOCIDAD[b] (Km/h)	V/C	VMFS[a] (veh.lig./h/carril)	VELOCIDAD[b] (Km/h)	V/C	VMFS[a] (veh.lig./h/carril)	VELOCIDAD[b] (Km/h)	V/C	VMFS[a] (veh.lig./h/carril)
A	8	≥ 95	0.35	700	-	-	-	-	-	-
B	13	≥ 90	0.54	1100	≥ 80	0.49	1000	-	-	-
C	19	≥ 85	0.77	1550	≥ 75	0.69	1400	≥ 70	0.67	1300
D	26	≥ 70	0.93	1850	≥ 65	0.84	1700	≥ 65	0.83	1600
E	42	≥ 50	1.00	2000	≥ 50	1.00	2000	≥ 45	1.00	1900
F	42	< 50	c	c	< 50	c	c	< 45	c	c

a) Valor máximo de flujo de servicio por carril, bajo condiciones ideales.

b) Velocidad promedio de recorrido.

c) Altamente variable, inestable.

NOTA: Todos los valores de VMFS están redondeados a los 50 veh.lig./h más próximos.

(FUENTE: Tabla 3-1, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Los valores de la Tabla 3 son para condiciones ideales, las que incluyen anchura de carril de 3.65 m, 1.80 m de distancia libre lateral, 110 km/h de velocidad de proyecto y únicamente vehículos ligeros en la circulación. Lo anterior deberá ajustarse para tomar en cuenta las condiciones prevalecientes del camino, del tránsito y de las condiciones de control. Hay dos relaciones analíticas usadas para realizar esto:

$$SF_i = MSF_i \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p$$

$$MSF_i = c_j \times (v/c)_i$$

Esta es la combinación más frecuente para formar una ecuación simple y la que es más usada en los procedimientos de cálculo:

$$SF_i = c_j \times (v/c)_i \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p$$

Donde:

SF_i = Valor de flujo de servicio para el nivel de servicio i, bajo las condiciones prevalecientes del camino y el tránsito, en un sentido.

c_j = Capacidad por carril para autopistas, con velocidad de proyecto j.

$(v/c)_i$ = Relación v/c máxima, que puede ser acomodada en el nivel de servicio i.

N = Número de carriles en un sentido.

f_w = Factor de ajuste, para tomar en cuenta el efecto de anchura de carril y distancia a obstáculos laterales.

f_{HV} = Factor de ajuste para tomar en cuenta el efecto de camiones, autobuses y vehículos turísticos en el tránsito.

f_p = Factor de ajuste para tomar en cuenta el efecto de los diferentes tipos de conductores.

Esta ecuación es la que se utiliza en los diferentes análisis. En los "análisis operacionales", donde hay una condición existente o propuesta, se resuelve haciendo un pronóstico del nivel de servicio y de las condiciones de operación posibles; la ecuación se resuelve para una relación v/c, usando valores de flujo existentes o pronosticados para SF.

En los "análisis de proyecto", la ecuación se resuelve para N, número de carriles en un sentido necesarios para proporcionar un valor de flujo dado o pronosticado para un nivel de servicio dado. El factor de ajuste por ancho de carril y por distancia a obstáculos laterales, f_W, es el mismo que para el MCV 1965. No ha habido nuevas investigaciones en este renglón y no se han realizado revisiones.

El factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}, refleja considerablemente nuevos conocimientos adquiridos a partir del MCV 1965. El factor de vehículos pesados se calculó a partir de valores de vehículos ligeros turísticos o recreativos. Los valores de E_T, E_B y E_R representan el número de vehículos ligeros que podrían ocupar tanto espacio como un camión, autobús o vehículo turístico bajo las condiciones que prevalecen en el camino y el tránsito. Entonces:

$$f_{HV} = 1/[1 + P_T (E_T - 1) + P_B (E_B - 1) + P_R (E_R - 1)]$$

Donde P_T, P_B y P_R son los porcentajes en valor decimal de camiones, autobuses y vehículos turísticos en la circulación.

El MCV 1985 define valores de vehículos ligeros equivalentes, para diversas condiciones, como a continuación se indica:

1. Camiones, autobuses y vehículos turísticos operando en tramos largos de terreno: plano, lomerío o montañoso.

2. Camiones ligeros 45 kg/c.v. (100 #/h.p.)<2> camiones típicos 90 kg/c.v. (200 #/h.p.) o camiones pesados 135 kg/c.v. (300 #/h.p.) en pendientes definidas para tramos significativos.

3. Vehículos turísticos 13.5 - 27 kg/c.v. (30 - 60 #/h.p.) en pendientes definidas y en tramos significativos.

4. Autobuses 36 - 45 kg/c.v. (80 - 100 #/h.p.) en pendientes definidas y tramos significativos.

<2> c.v. = Caballo de vapor.
# = Libras.
h.p. = Horse power.

Para pendientes específicas, el analista puede clasificar las características de los camiones como ligeros, típicos o pesados. Sólo uno de los conceptos se usa y por consecuencia no se dividirán los camiones en tres categorías. Los vehículos ligeros equivalentes para un tipo de camión reflejan el mejoramiento de las características de operación de tales vehículos y son en general menores que los valores dados en el MCV 1965.

La consideración de vehículos turísticos como una categoría separada es una novedad en el MCV 1985 y refleja el crecimiento de este tipo de vehículos y sus características singulares.

El factor de ajuste por población de conductores, f_p, refleja que los datos investigados demuestran que un 10 ó 25% de la capacidad puede perderse cuando se comparan flujos de tránsito regular para fines de semana o tránsito turístico. Mientras que este nuevo factor requiere del criterio y no se proporcionan valores precisos, sirve como recordatorio para considerar este importante factor en todos los análisis.

El Capítulo 3 del MCV 1985 presenta un esquema familiar de cálculo con algunos conceptos nuevos. Como todos los capítulos del nuevo Manual, se incluyen hojas de gabinete y ejemplos de cálculo para auxiliar al usuario y familiarizarlo con los procedimientos.

4. ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO.

El procedimiento para análisis de zonas de entrecruzamiento en el MCV 1985, es significativamente diferente de cualquiera de los procedimientos previamente publicados, tanto en el MCV 1965, como en la Circular 212 o en diversas investigaciones. Se basa en un algoritmo preparado por JHK & Associates para pronóstico de velocidades de vehículos que se entrecruzan y los que no se entrecruzan, a través de una zona de entrecruzamiento y la estructura conceptual para análisis preparada por el Transportation Trainning and Research Center of Polytechnic Institute of New York para la Circular 212.

El procedimiento se basa en tres parámetros geométricos, cada uno de los cuales influye en el comportamiento, al cambiar de carril en el tramo de entrecruzamiento:

1. Longitud.

2. Número de Carriles.

3. Configuración.

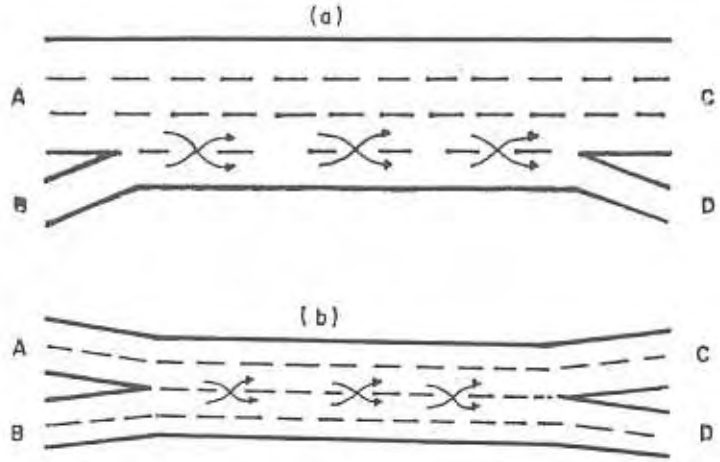
El último de los conceptos es nuevo y es quizás el más crítico de los tres. La configuración define la manera en la cual se encuentran colocados los carriles de entrada y salida. Esto, a su vez, controla el número de cambios de carril que deberán realizar los vehículos que se entrecruzan, para completar con éxito la maniobra de entrecruzamiento. La Figura 3 ilustra los tres tipos de configuraciones básicas que se identifican en el MCV 1985.

En los tramos Tipo A, los vehículos que se entrecruzan en cada sentido deberán hacer un cambio de carril, todos los cuales deberán cruzar una marca divisoria de carril conocida como la "línea de corona". En los tramos Tipo B, uno de los movimientos de entrecruzamiento puede realizarse sin cambiar de carril, mientras que el otro movimiento requiere de un solo cambio de carril. En los tramos Tipo C, uno de los movimientos de entrecruzamiento se realiza sin requerir cambios de carril pero el otro movimiento que se entrecruza necesita un mínimo de dos cambios de carril. Por lo tanto, para una longitud dada y ancho de sección de entrecruzamiento hay tres diferentes configuraciones que pueden utilizarse, cada una de las cuales produce condiciones de operación marcadamente diferentes. Todo el procedimiento del MCV 1985 se clasifica sobre la base del tipo de configuración.

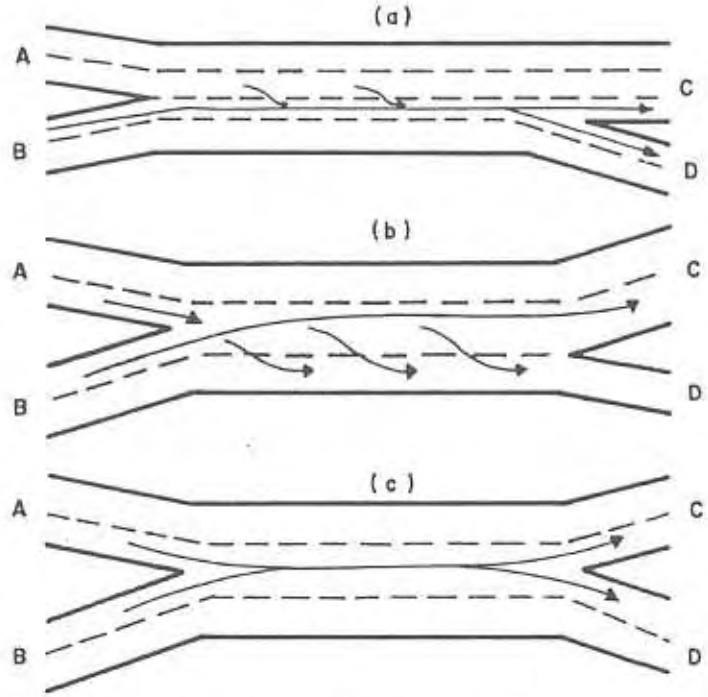
Las condiciones de operación en las zonas de entrecruzamiento se clasifican en "sin restricción" o "restringidas". En la operación restringida los vehículos que se entrecruzan son restringidos por la configuración y los carriles necesarios para el cambio, por una pequeña porción de la calzada que ellos podrían ocupar normalmente. El resultado de esto es que los vehículos que se entrecruzan pueden estar sujetos a congestionamiento, mientras que los vehículos que no se entrecruzan están operando marcadamente a altas velocidades y a mejores niveles de servicio. En la operación sin restricción tanto los vehículos que se entrecruzan como los que no lo hacen alcanzan un equilibrio en la utilización del espacio, de tal modo que todos los vehículos experimentan velocidades y niveles de servicio similares.

Todos las cálculos del Capítulo 4 se realizan en términos de valores de flujo, de los 15 minutos de mayor demanda, en veh.lig./h bajo condiciones ideales. Todos los volúmenes existentes o de pronóstico se convierten a esta base antes del análisis.

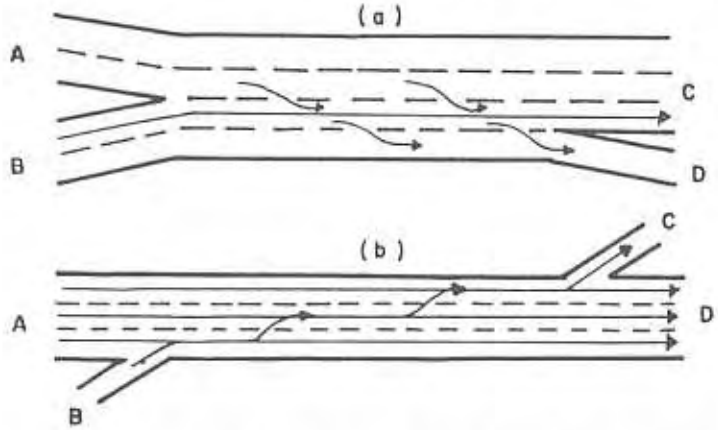
Los cálculos involucran tres pasos principales. El primero de éstos es la estimación de la **velocidad promedio de recorrido** de los vehículos que se entrecruzan (S_w) y de los vehículos que no se entrecruzan (S_{nw}) en la zona de entrecruzamiento. La operación sin restricción es la que se considera inicialmente para estos cálculos. La Tabla 4 muestra las ecuaciones usadas para este propósito.



a) Zona de entrecruzamiento tipo A



b) Zona de entrecruzamiento tipo B



c) Zona de entrecruzamiento tipo C

FIGURA 3. CONFIGURACIONES TIPO PARA ANALISIS DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

(Fuente: Figuras 4-3, 4-4 y 4-5, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

T A B L A 4

CALCULO DE VELOCIDADES DE VEHICULOS QUE SE ENTRECRUZAN Y LOS QUE NO SE ENTRECRUZAN EN UNA ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO

FORMA GENERAL

$$S_w \text{ o } S_{nw} = \left(15 + \frac{50}{1 + a\,(1+VR)^b\,(v/N)^c \;/\; \left(\frac{L}{0.305}\right)^d} \right) X\ 1.6$$

TIPO DE CONFIGURACION	CONSTANTES PARA VELOCIDADES DE LOS QUE SE ENTRECRUZAN (S_w)				CONSTANTES PARA VELOCIDADES DE LOS QUE NO SE ENTRECRUZAN (S_{nw})			
	a	b	c	d	a	b	c	d
Tipo A								
Sin Restricción	0.226	2.2	1.00	0.90	0.020	4.0	1.30	1.00
Con Restricción	0.280	2.2	1.00	0.90	0.020	4.0	0.88	0.60
Tipo B								
Sin Restricción	0.100	1.2	0.77	0.50	0.020	2.0	1.42	0.95
Con Restricción	0.160	1.2	0.77	0.50	0.015	2.0	1.30	0.90
Tipo C								
Sin Restricción	0.100	1.8	0.80	0.50	0.015	1.8	1.10	0.50
Con Restricción	0.100	2.0	0.85	0.50	0.013	1.6	1.00	0.50

NOTA: La fórmula ha sido convertida al sistema métrico de tal manera que S estará en Km/h y L en metros. (Nota del Traductor)

(FUENTE: Tabla 4-3, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

TABLA 4-1

PARAMETROS QUE AFECTAN LA OPERACION DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

SIMBOLO		DEFINICION
. L	=	Longitud de zona de entrecruzamiento, en metros.
. L_H	=	Longitud de zona de entrecruzamiento, en hectómetros.
. N	=	Número total de carriles en la zona de entrecruzamiento.
. N_w	=	Número de carriles utilizados por los vehículos que se -- entrecruzan.
. N_{nw}	=	Número de carriles utilizados por los vehículos que no se entrecruzan.
. ν	=	Valor del flujo total en la zona de entrecruzamiento, en - vehículos ligeros equivalentes, veh.lig./h.
. ν_w	=	Valor del flujo total de los vehículos que se entrecruzan, en vehículos ligeros equivalentes, veh.lig./h.
. ν_{w1}	=	Valor del flujo para el flujo mayor de los vehículos que - se entrecruzan, en vehículos ligeros equivalentes, veh.lig. /h.
. ν_{w2}	=	Valor del flujo para el flujo menor de los vehículos que se entrecruzan, en vehículos ligeros equivalentes, veh.lig./h.
. ν_{nw}	=	Valor del flujo total de los vehículos que no se entrecru - zan, en vehículos ligeros equivalentes, veh.lig./h.
. VR	=	Relación de volumen $= \nu_w / \nu$
- R	=	Relación de entrecruzamiento $= \nu_{w2} / \nu_w$
. S_w	=	Velocidad promedio de recorrido de los vehículos que se en- trecruzan, en km/h.
. S_{nw}	=	Velocidad promedio de recorrido de los vehículos que no se entrecruzan, en km/h.

(FUENTE: Tabla 4-2, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

SIMBOLOGIA

N_w = Número de carriles utilizados por los vehículos que se entrecruzan.

N = Número total de carriles en la zona de entrecruzamiento.

VR = Relación de volumen $= \frac{\nu_w}{\nu}$

ν_w = Valor de flujo total para los vehículos que se entrecruzan, en vehículos ligeros equivalentes por hora, veh.lig./h

ν = Valor de flujo total en la zona de entrecruzamiento, en vehículos ligeros equivalentes, -- veh.lig./h

L_H = Longitud de la zona de entrecruzamiento, en hectómetros.

L = Longitud de la zona de entrecruzamiento, en metros.

S_W = Velocidad promedio de recorrido de los vehículos que se entrecruzan en km/h.

S_{nw} = Velocidad promedio de recorrido de los vehículos que no se entrecruzan en km/h.

$N_{w(máx)}$ = Número máximo de carriles que pueden ser usados por los - vehículos que se entrecruzan, para una configuración dada.

...

Advierta que las ecuaciones que se derivan de la fórmula general (Tabla 4), tienen la misma forma lógica y que son 12 ecuaciones. Cada configuración (3) tiene una ecuación de velocidad para movimiento de entrecruzamiento y para movimiento que no se entrecruza (2) tanto para operación restringida como no restringida (2). En estas ecuaciones:

a, b, c, d = Constantes de calibración.

S_w = Velocidad promedio de recorrido de vehículos que se entrecruzan, en km/h.

S_{nw} = Velocidad promedio de recorrido de vehículos que no se entrecruzan, en km/h.

VR = Relación de volumen; volumen que se entrecruza/volumen total (en la zona de entrecruzamiento).

v = Valor de flujo total en la zona de entrecruzamiento, en veh./h.

N = Número de carriles en la zona de entrecruzamiento.

L = Longitud de la zona de entrecruzamiento, en m.

Después de haber calculado inicialmente las velocidades de los vehículos que se entrecruzan y de los que no lo hacen con base en la operación restringida o no, estos supuestos deberán ser verificados. La Tabla 5 indica las ecuaciones para poder cumplir lo anterior.

Para cada tipo de configuración, una ecuación define a N_w, el número de carriles necesarios para los vehículos que se entrecruzan para obtener una operación sin restricción. Este resultado se compara con el valor tabulado de N_w (máx), número de carriles para los vehículos que se entrecruzan y que puede emplearse para cualquiera de las configuraciones.

Si $N_w \leq N_w$ (máx), la operación se considera sin restricción. Si $N_w > N_w$ (máx), la operación se considera con restricción y las velocidades deberán recalcularse usando ecuaciones con restricción de la Tabla 4.

Una vez que las velocidades han sido determinadas, los niveles de servicio para vehículos que se entrecruzan, se asignan en forma separada utilizando el criterio de la Tabla 6.

T A B L A 5

CRITERIO DE OPERACION SIN RESTRICCION VS OPERACION RESTRINGIDA EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO (a)

TIPO DE CONFIGURACION	NUMERO DE CARRILES NECESARIOS PARA OPERACION SIN RESTRICCION, N_w =	NUMERO MAXIMO DE CARRILES PARA ENTRECRUZAMIENTO N_w (máx)
TIPO A	$3.56 \; N \; VR^{0.571} \; L_H^{0.234} / S_w^{0.438}$	1.4
TIPO B	$N \left[0.085 + 0.703 \, VR + (71.6/L) - 0.011 \, (S_{nw} - S_w) \right]$	3.5
TIPO C	$N \left[0.761 - 0.0361 \, L_H - 0.0031 \, (S_{nw} - S_w) + 0.047 \, VR \right]$	3.0(b)

a) Todas las variables están definidas en la Tabla 4-1

b) Para zonas de entrecruzamiento de dos lados, todos los carriles de la autopista pueden ser usados como entrecruzamiento.

NOTA: Cuando $N_w \leq N_w$ (máx), la operación se considera sin restricción

Cuando $N_w > N_w$ (máx), la operación se considera restringida

(FUENTE: Tabla 4-4, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

T A B L A 6

CRITERIO PARA DEFINIR NIVEL DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

NIVEL DE SERVICIO	VELOCIDAD PROMEDIO MINIMA DE LOS VEHICULOS QUE SE ENTRECRUZAN S_w (Km/h)	VELOCIDAD PROMEDIO MINIMA DE LOS VEHICULOS QUE NO SE ENTRECRUZAN S_{nw} (Km/h)
A	90	95
B	80	85
C	70	75
D	65	65
E	55/50[a]	55/50[a]
F	< 55/50[a]	< 55/50[a]

a) El valor límite de 55 km/h para niveles de servicio E/F se usa cuando se comparan las velocidades calculadas - usando la ecuación de la Tabla 4 . El límite de 50 km/h se usa para comparar velocidades medidas en el campo.

(FUENTE: Tabla 4-6, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Adicionalmente a los procedimientos de cálculo, el MCV 1985 define valores límite para el volumen de entrecruzamiento total, volumen total por carril, relación de volumen y longitud de zonas de entrecruzamiento, los que son de gran valor considerando las configuraciones potenciales. Los procedimientos para tramos de entrecruzamiento múltiple se definen y son más simples que los del MCV 1965. Se incluyen ejemplos de cálculo para auxiliar al entendimiento de estos procedimientos.

5. RAMPAS Y CONEXIONES DE RAMPAS.

El Capítulo 5 del MCV trata de las características de capacidad de rampas en autopistas para maniobras de divergencia y convergencia, así como las características de los cuerpos en las rampas. La metodología es similar a la del MCV 1965, permaneciendo los procedimientos sin cambio. No se han realizado investigaciones después que el Manual de 1965 incorporó cambios importantes en el análisis de maniobras de divergencia y convergencia. Mientras que los procedimientos básicos son los del MCV 1965, las investigaciones han permitido un número de modificaciones críticas que harán que se simplifiquen los cálculos:

1. El MCV 1965 presenta dos metodologías. La primera, se basa en 18 nomogramas para la obtención de volúmenes del carril 1 (carril junto al acotamiento) y fueron aplicados para casos en que el nivel de servicio variaba de A a C. La segunda, se basa en un grupo de Tablas para distribución por carril, que fue aplicada para niveles de servicio de D a E. El Manual de 1985 elimina este procedimiento.

   El procedimiento a base de nomogramas fue calibrado para el rango total de niveles de servicio y los estudios de validación limitados demostraron ser más precisos para el procedimiento general a través de rango total de nivel de servicio. El MCV 1985 adopta el procedimiento en base a nomogramas. Este último punto es importante. Los nomogramas fueron calibrados para una configuración de rampa específica e incorpora la influencia de la circulación, antes y después de las rampas, sobre el volumen del carril 1. Por lo tanto, el procedimiento general ha sido conservado como un medio para estimar el volumen del carril 1, para los casos en que no hay un nomograma que pueda aplicarse. Para una situación dada, sin embargo, hay sólo un método que se puede aplicar (nomogramas).

2. Cinco de los nomogramas del MCV 1965 se aplican a secuencias de rampas de entrada seguidas por una rampa de salida, conectadas por un carril auxiliar contínuo. Esto ahora se trata como zonas de entrecruzamiento y por lo tanto se han eliminado del MCV 1985, reduciendo el número de nomogramas a 13.

3. El Manual de 1985 usa como base 5% de camiones en todas las Tablas y Figuras. No se realiza ajuste alguno en porcentajes menores al 5% y los ajustes para porcentajes mayores, fueron aproximados. El MCV 1985 convierte las Tablas y Figuras básicas a veh.lig./h ó 0% de camiones, para ser consistente con otros capítulos y facilitar los cálculos.

4. Las relaciones que proporcionan el porcentaje de camiones en el carril 1, para autopistas de 8 carriles, han sido revisadas para tomar en cuenta datos actualizados. Las relaciones son ahora más consistentes para las autopistas de 4 y 6 carriles.

5. El criterio de nivel de servicio para convergencias y divergencias, ha sido revisado y la verificación del nivel de servicio para entrecruzamiento, ha sido eliminada. Las configuraciones se manejan ahora en los procedimientos de análisis de zonas de entrecruzamiento del Capítulo 4. Las revisiones de valores de flujo de servicio para convergencias y divergencias, dan por resultado valores bajos permisibles (para flujos de convergencia y divergencia en todos los niveles de servicio), excepto en la capacidad, para la cual el valor de flujo máximo en convergencia o divergencia permanece en los 2 000 veh.lig./h.

La Tabla 7 contiene el criterio revisado de niveles de servicio para convergencias, divergencias y flujo de autopistas. El criterio de flujo en autopistas se ha tomado directamente del Capítulo 3 por conveniencia. El criterio es el mismo que para tramos básicos de autopista, ya indicado anteriormente. Para un nivel de servicio dado, se pensó que los valores de flujo permisibles para convergencia y divergencia, deberían ser más bajos que los valores de flujo de servicio por carril que son permitidos en tramos básicos de una autopista. Esto toma en cuenta la turbulencia provocada por las maniobras de convergencia y divergencia, conservando condiciones de operación similares en esencia a las de los tramos básicos de autopistas en el nivel de servicio de que se trate. En general, las zonas de convergencia tienen niveles de turbulencia más altos que las zonas de divergencia, para flujos similares. Los valores de flujo de servicio para divergencias son, por consecuencia, un poco más altos que los valores de flujo de servicio de convergencia para cada nivel de servicio.

TABLA 7

CRITERIO PARA DEFINIR NIVEL DE SERVICIO EN CONEXIONES DE RAMPA (ENLACES)

VALORES DE FLUJO EN AUTOPISTAS (veh.lig./h)[c] , V_f

NIVEL DE SERVICIO	VALOR DE FLUJO QUE CONVERGE (veh.lig./h)[a] Vm	VALOR DE FLUJO QUE DIVERGE (veh.lig./h)[b] V_d	VELOCIDAD DE PROYECTO 110 Km/h			VELOCIDAD DE PROYECTO 95 Km/h			VELOCIDAD DE PROYECTO 80 Km/h		
			4 carriles	6 carriles	8 carriles	4 carriles	6 carriles	8 carriles	4 carriles	6 carriles	8 carriles
A	≤ 600	≤ 650	≤ 1400	≤ 2100	≤ 2800	d	d	d	d	d	d
B	≤ 1000	≤ 1050	≤ 2200	≤ 3300	≤ 4400	≤ 2000	≤ 3000	≤ 4000	d	d	d
C	≤ 1450	≤ 1050	≤ 3100	≤ 4650	≤ 6200	≤ 2800	≤ 4200	≤ 5600	≤ 2600	≤ 3900	≤ 5200
D	≤ 1750	≤ 1800	≤ 3700	≤ 5550	≤ 7400	≤ 3400	≤ 5100	≤ 6800	≤ 3200	≤ 4800	≤ 6400
E	≤ 2000	≤ 2000	≤ 4000	≤ 6000	≤ 8000	≤ 4000	≤ 6000	≤ 8000	≤ 3800	≤ 5700	≤ 7600
F	AMPLIAMENTE VARIABLE										

a) Valor de flujo en el carril-1 más valor de flujo en la rampa para un carril, rampas de entrada del lado derecho.

b) Valor de flujo en el carril-1, inmediatamente antes de la salida de un solo carril, rampas del lado derecho.

c) Valor de flujo total de la autopista en un sentido, poco antes de la rampa de salida y/o después de la rampa de entrada.

d) No se dispone de nivel de servicio debido a las restricciones de la velocidad de proyecto.

(FUENTE: Tabla 5-1, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Los procedimientos de cálculo son similares a los del MCV de 1965. La secuencia de cálculo es importante y los pasos deberán seguirse en un orden preciso, para evitar errores serios:

1. Defina la configuración de la rampa con respecto al tamaño de autopista y ubique las rampas adyacentes antes y después de la rampa analizada. Defina los volúmenes de demanda y las características del tránsito en la rampa en cuestión y de las rampas adyacentes. Defina otras condiciones geométricas, tales como anchura de carril, distancia lateral, pendientes, etc.

2. Selecciones un nomograma apropiado para la configuración bajo estudio y si no existe, use el procedimiento general. Se proporciona una relación para facilitar lo anterior. Usando el método elegido calcule el volumen en el carril 1, inmediatamente antes de la rampa de que se trate. (Se denomina "antes" de acuerdo al sentido de circulación). Esto se realiza **antes** de convertir los volúmenes a veh.lig./h o a valores de flujo.

3. Obtenga el porcentaje de camiones (u otros vehículos pesados) para el carril 1, usando las relaciones definidas para este propósito.

4. Convierta los volúmenes en la rampa, en el carril 1 y en la autopista a veh.lig./h, usando las equivalencias para vehículos dadas en el Capítulo 3 de tramos básicos para autopistas.

5. Calcule los volúmenes en los puntos de verificación para los puntos de convergencia, divergencia y para la autopista, para el nivel de servicio seleccionado.

6. Convierta los volúmenes, en los puntos de verificación de convergencia, divergencia y para la autopista, a valores de flujo, dividiendo entre el factor de la hora de máxima demanda.

7. Compare los valores de flujo en los puntos de verificación de convergencia, divergencia y para la autopista, con el criterio que se muestra en la Tabla 7.

La secuencia es muy importante. Aunque pudiera parecer más sencillo (desde el punto de vista del cálculo) convertir todos los volúmenes a veh.lig./h y a valores de flujo como un primer paso, esto podría ser incorrecto. Todas las relaciones de los nomogramas fueron calibradas con vehículos por hora mezclados y volúmenes horarios totales y deberán ser usados de una manera consistente.

Además, para el caso de revisiones en el procedimiento básico, el MCV 1985 incluye material adicional no contemplado en ediciones previas y que permite ampliar el rango de aplicaciones.

Entre las más importantes están:

1. Permite considerar análisis de conexiones de rampas en autopistas, hasta de 5 carriles, en un solo sentido.

2. Permite considerar análisis de conexiones de rampas para el lado izquierdo.

3. Se da un criterio para definir valores de flujo de servicio para la propia calzada de la rampa.

4. Se discute el impacto de la geometría de la rampa sobre las maniobras de convergencia y divergencia. No se dispone de datos cuantitativos.

5. Se discute el impacto del tipo de control de la rampa, sobre la operación de las maniobras de convergencia y divergencia. No se dispone de datos cuantitativos.

El Manual de 1985 aclara y simplifica el procedimiento de cálculo antes mencionado para el análisis de rampa, autopista y sus conexiones; sin embargo, la metodología básica es la misma. El material adicional mencionado amplía el rango de aplicación de la metodología para cubrir situaciones que no habían sido consideradas.

6. LA AUTOPISTA COMO UN SISTEMA.

El capítulo sobre "La autopista como un Sistema" es nuevo para el MCV de 1985. Su objeto es el de permitir un marco de referencia para un análisis integral de una autopista que consiste de varios tramos básicos, de entrecruzamientos, de convergencias y divergencias. El Capítulo cubre, además, varios tópicos especiales los cuales pueden afectar la operación de la autopista, tales como zonas de trabajo por obras temporales, estado del tiempo y factores similares. Un breve resumen del Capítulo se anexa a continuación por subtemas.

A) Análisis Combinado de Autopistas.

Este material proporciona un sustento para el análisis de proyecto u operacional de un tramo de autopista que incluye tramos básicos, tramos de entrecruzamiento y conexiones de rampas o enlaces. Permite una guía para:

1. Identificación de subtramos que requieren análisis de capacidad por separado.

2. Rangos de impacto por zonas de entrecruzamiento, convergencia y divergencia.

3. Secuela de cálculo para análisis de proyecto y operacional.

4. Interpretación de resultados para tramos traslapados.

5. Generación y análisis de configuraciones opcionales.

La Figura 4, por ejemplo, muestra una técnica gráfica para indicar y analizar niveles de servicio para varios tramos adyacentes de una autopista. La gráfica se basa en los rangos de influencia para conexiones de rampa y zonas de entrecruzamiento. **Las rampas de entrada** influyen en el nivel de servicio, desde 150 m antes de la rampa y 750 m después de la conexión; **las rampas de salida** influyen en el nivel de servicio, desde 750 m antes de la rampa y 150 m después de la conexión; **las zonas de entrecruzamiento** influyen en el nivel de servicio, desde 150 m antes de iniciar el entrecruzamiento y 150 m después de terminar el entrecruzamiento. Estos rangos de influencia consideran un flujo estable.

Gráficas similares a la indicada en la Figura 4, pueden usarse para identificar tramos críticos de capacidad restringida y pueden servir para enfocar la atención en zonas que necesitan un mejoramiento.

B) Análisis para Condiciones de Interrupción del Tránsito.

El Capítulo 6 del Manual cuenta con un conjunto de procedimientos para el análisis de generación de colas y su disipación, como resultado de interrupciones del tránsito o la ocurrencia de niveles de servicio F. Los procedimientos se basan en un análisis determinístico de colas y consiste en una gráfica punteada que representa la capacidad de congestionamiento vs flujos de llegada, durante el período de interrupción del tránsito.

Varios puntos relevantes se destacan como parte de los análisis presentados:

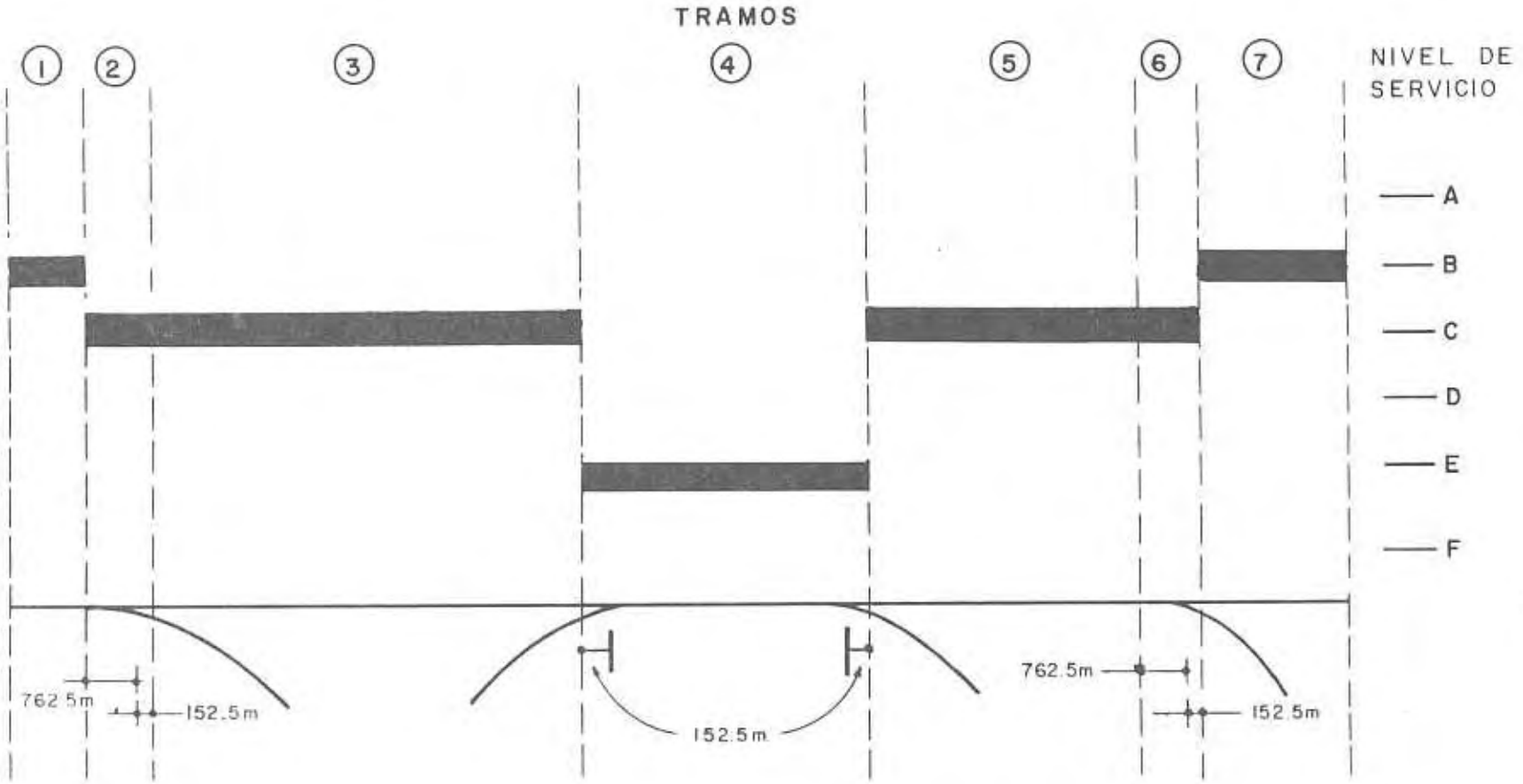


FIGURA 4. REPRESENTACION GRAFICA DE NIVELES DE SERVICIO PARA AUTOPISTA COMO UN SISTEMA

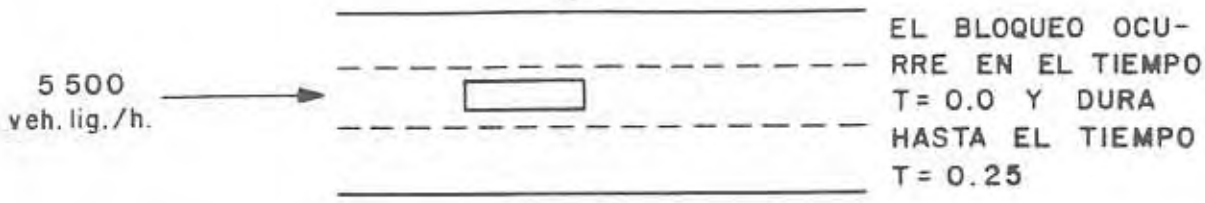
(FUENTE Figura 6-5 Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985.)

1. La capacidad de una autopista ha sido establecida del orden de 2,000 veh.lig./h/carril. Hay suficiente evidencia que sugiere que este valor se alcanza sólo dentro de un flujo estable. Varios estudios revelan que una vez que ha ocurrido una interrupción en el tránsito, o el nivel de servicio F está dado, la capacidad que puede ser alcanzada es un poco menor de 2 000 veh.lig./h/carril, quizá tan baja como de 1 600 a 1 800 veh.lig./h/carril. Estos estudios revelan que la capacidad total de 2 000 veh.lig./h/carril no puede ser restablecida hasta que la cola de vehículos ha desaparecido y el flujo estable ha sido recuperado. Este fenómeno se debe a que los vehículos, cuando están abandonando o avanzando en una cola, no pueden circular a la misma velocidad que cuando existe un flujo estable de tránsito. Esta característica hace que la recuperación a partir de una interrupción del tránsito sea un problema muy difícil y pueda prolongar la longitud del congestionamiento más allá del tiempo del flujo de llegada, excediendo la capacidad estable de un congestionamiento.

2. Una cola de autopista es una cola dinámica, por ejemplo: los vehículos continuamente se "reacomodan" hacia adelante a medida que los vehículos delanteros dejan la cola. En promedio, los vehículos en una cola provocada por interrupciones, tienen espaciamientos que varían de 12 a 15 m medidos de defensa delantera a defensa delantera. Esta medida es considerablemente mayor que la de 6 a 7.5 m utilizada por vehículos en una cola para vehículos detenidos frente a una luz roja. Esto hace que las colas de autopista se propaguen razonablemente rápido y se prolonguen en distancias considerables, donde el flujo excede a la capacidad significativamente.

3. Las gráficas de congestionamiento vs flujos de llegada, pueden usarse para obtener el número máximo de vehículos en una cola, el tiempo máximo de espera de un vehículo en la cola, el tiempo necesario para disipar la cola y la demora total, en vehículos-hora, consumida por todos los vehículos en la cola.

La Figura 5 muestra un diagrama de capacidad vs flujo de llegada para ubicar un incidente debido al bloqueo, durante 15 minutos, en un tramo que tiene tres carriles. El análisis muestra que la interrupción del tránsito puede causar colas que se disipan hasta 3 horas más tarde, a pesar de que el incidente tuvo lugar únicamente durante 15 minutos. La razón principal de esto es que la capacidad se pierde una vez que se ha generado la cola.



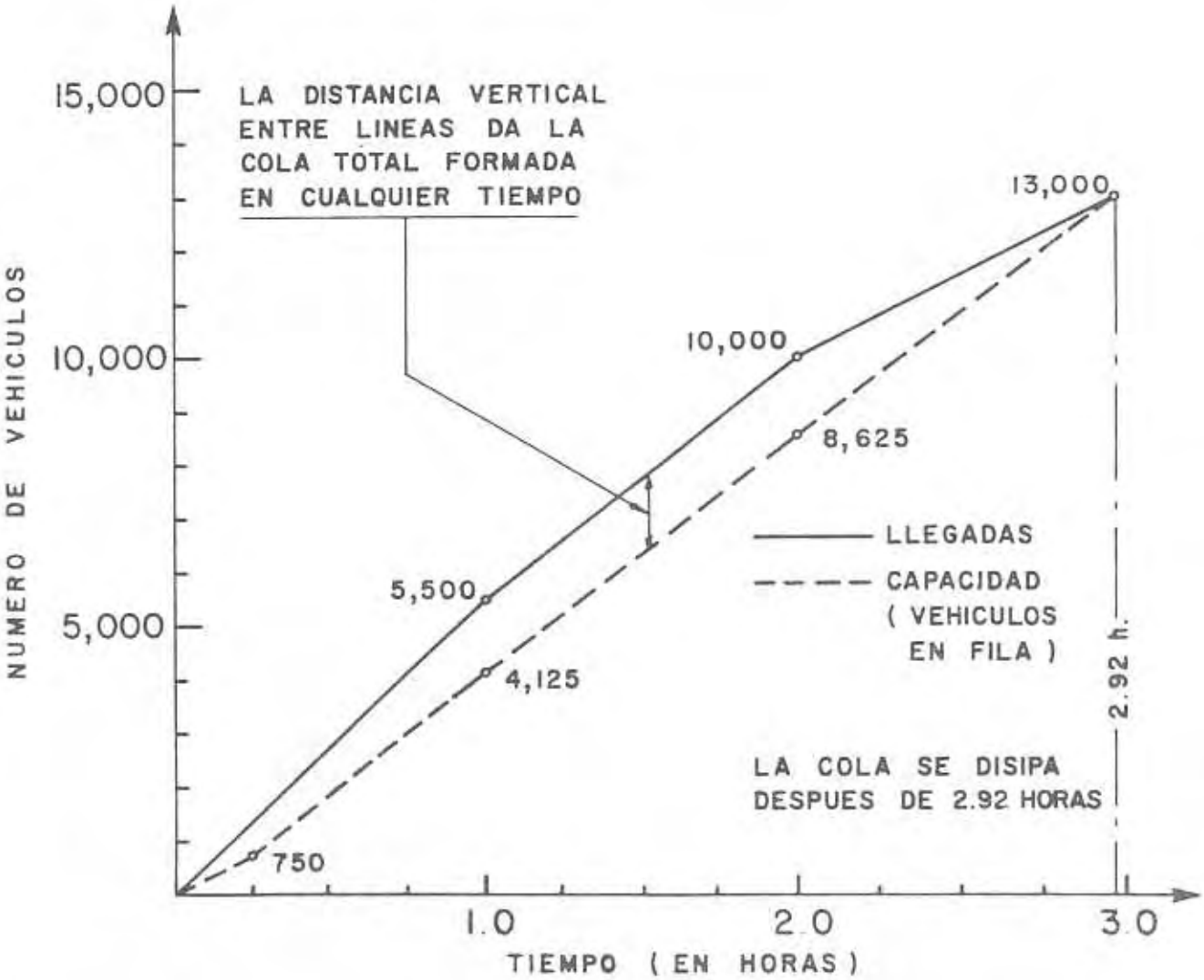


FIGURA 5. REPRESENTACION GRAFICA DE COLAS FORMADAS POR UN INCIDENTE.

(FUENTE : Figura 6-6, Highway Capacity Manual, TRB SR209, 1985.)

C) Sistemas de Vigilancia y Control de la Autopista.

El Capítulo 6 de Manual de 1985, también contiene una discusión cualitativa de los sistemas de vigilancia y control de autopistas, incluyendo el control de rampas y sus implicaciones.

Se nota que no hay evidencia de que los sistemas de vigilancia y control en autopistas, incrementen la capacidad de un sistema de autopista. El objetivo principal de la vigilancia y el control es el de conservar la capacidad igual a o cerca de la capacidad de operación, sin alteraciones debido a incidentes u otras interrupciones del tránsito. Entre los componentes clave de los programas de vigilancia y control, se incluyen la observación de velocidades y la frecuencia de accidentes y otros incidentes y el control o limitaciones de flujo en rampas de entrada, para evitar excesos en la capacidad de tramos después de la rampa de entrada a la autopista.

El tratamiento que da el Manual a este asunto es cualitativo y hay poca información que indique el impacto de la vigilancia y el control sobre la capacidad y el nivel de servicio.

D) Capacidad de Autopistas en Zonas de Trabajo.

El Manual de 1985 ha incrementado una sección muy útil, en la que proporciona información en relación a los impactos sobre la capacidad, para un gran número de actividades de conservación y construcción en autopistas. Debido al incremento en las actividades de rehabilitación de autopistas, los impactos debidos a las operaciones de conservación y construcción deberán ser mejor valoradas y comprendidas y actualmente pueden ser planeadas en una forma más sistemática.

La Tabla 8 muestra el criterio general para la capacidad de carriles en autopistas bajo varias condiciones de cierre de carril.

El Manual da un gran detalle sobre los impactos de diferentes tipos de actividades de conservación y construcción y consigna la variabilidad de los impactos en la capacidad. Se dan aplicaciones adicionales de capacidad vs flujos de llegada y son usados para estimar demoras adicionales y formación de colas, como resultado de las actividades de conservación y construcción.

TABLA 8

CAPACIDAD PROMEDIO PARA AUTOPISTAS EN ZONAS DE TRABAJO

NUMERO DE CARRILES A NORMAL	B ABIERTO	NUMERO DE ESTUDIOS	CAPACIDAD (VEH./H)	PROMEDIO (VEH./H/CARRIL)
3	1	7	1170	1170
2	1	8	1340	1340
5	2	8	2740	1370
4	2	4	2960	1480
3	2	9	2980	1490
4	3	4	4560	1520

(FUENTE: Tabla 6-1, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

E) Impacto por Carriles Especiales para Vehículos con Ocupación Alta en la Operación de Autopistas.

Los carriles especiales para vehículos con ocupación alta están empezando a ser usados con mayor frecuencia, como opción para incrementar la capacidad en la movilización de personas en autopistas, sin realizar construcciones importantes. El Manual de 1985 ilustra cómo pueden aplicarse procedimientos de análisis estándar, para estimar el impacto de tales carriles en el comportamiento sobre el resto de una autopista. El Capítulo 12 del Manual "Transporte Público", trata con gran profundidad la planeación y operación de carriles especiales para vehículos con ocupación alta.

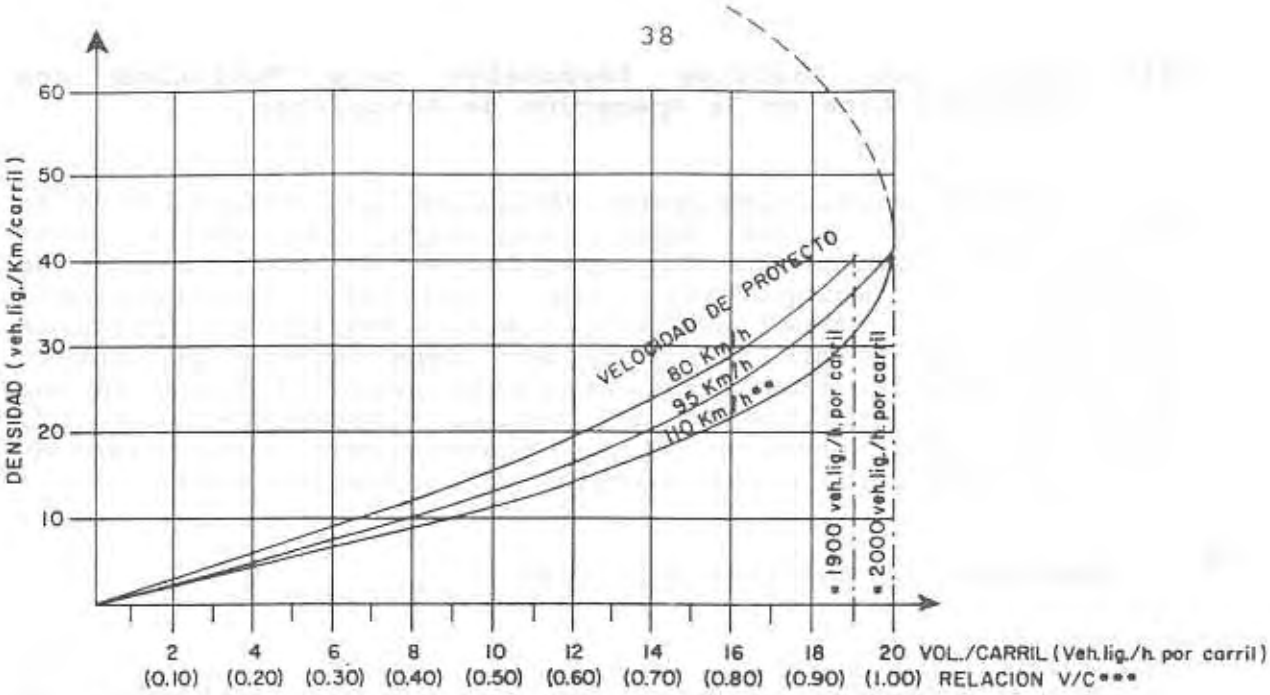
7. CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES.

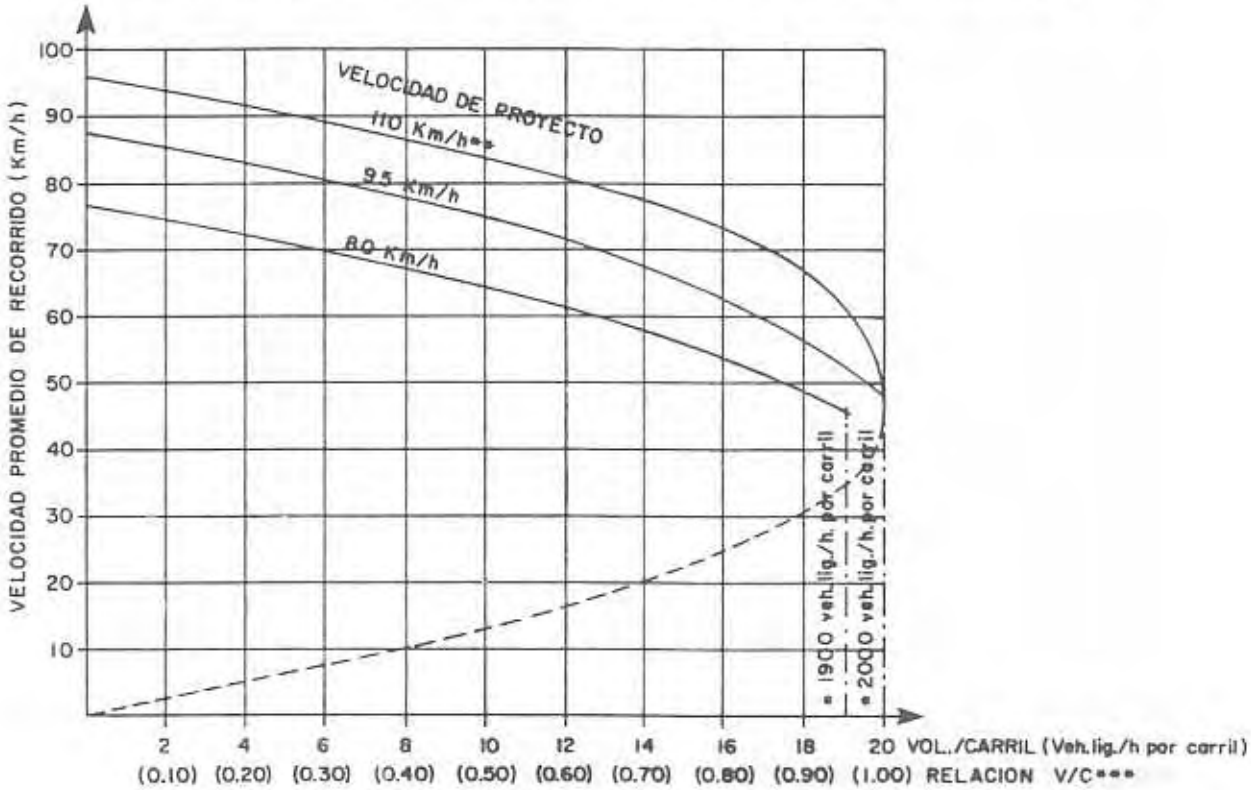
El Capítulo 7 del Manual de 1985 trata sobre el análisis de capacidad de tramos de carreteras de carriles múltiples con flujo contínuo. Como guía, establece un mínimo de 3 km entre el espaciamiento de semáforos para que exista un flujo contínuo. Para separaciones menores, la vía podría ser clasificada como arteria y podría ser analizada utilizando los procedimientos contenidos en el Capítulo 11.

Los procedimientos para carreteras de carriles múltiples, son paralelos a los de tramos básicos de autopistas; sin embargo, muchos valores y relaciones utilizadas difieren. La Figura 6, muestra las relaciones básicas entre velocidades y flujo, densidad y flujo, para carreteras de carriles múltiples bajo condiciones ideales. La velocidad es más sensible al flujo en carreteras de carriles múltiples, que en autopistas, debido a los más altos niveles de fricción lateral y a los camellones que existen en la vías de superficie. Estas fricciones involucran vehículos que entran y salen de la calzada, por entradas a predios aledaños e intersecciones sin semáforos.

Muchos de estos movimientos son giros por vueltas izquierdas, los que constituyen elementos de fricción serios en carreteras de carriles múltiples.

El nivel de servicio para carreteras de carriles múltiples está definido por rangos de densidad, los cuales son iguales que para las autopistas:





* Capacidad

** Considera un limite de velocidad de 90 Km/h

*** La relacion v/c se basa en una capacidad de 2000 veh.lig./h/carril y se aplica unicamente en el rango de velocidades entre 100 y 110 km/h.

FIGURA 6. RELACIONES DE FLUJO, VELOCIDAD Y DENSIDAD PARA CARRETERA DE CARRILES MULTIPLES BAJO CONDICIONES IDEALES.

(FUENTE : Figuras 7-1, 7-2, Highwey Capacity Manual, TRB SR 209, 1985.)

NIVEL DE SERVICIO	DENSIDAD
A	$\leq$ 8.0 veh.lig./km/carril
B	$\leq$ 13.0 veh.lig./km/carril
C	$\leq$ 19.0 veh.lig./km/carril
D	$\leq$ 26.0 veh.lig./km/carril
E	$\leq$ 42.0 veh.lig./km/carril
F	> 42.0 veh.lig./km/carril

Estas densidades están relacionadas con niveles de flujo permisibles de acuerdo con la relación básica de la Figura 6. La metodología utiliza tres ecuaciones, similares a las de las autopistas:

$$SF_i = MSF_i \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p \times f_E$$

$$MSF_i = c_j \times (v/c)_i$$

$$SF_i = c_j \times (v/c)_i \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p \times f_E$$

Donde:

SF_i = Valor de flujo de servicio, para el nivel de servicio i, bajo condiciones prevalecientes del camino y del tránsito, en veh./h.

MSF_i = Valor de flujo máximo de servicio, para el nivel de servicio i, bajo condiciones ideales del camino y del tránsito, en veh.lig./h.

c_j = Capacidad por carril para carreteras con velocidad de proyecto j, bajo condiciones ideales del camino y del tránsito, en veh.lig./h/carril.

$(v/c)_i$ = Relación máxima v/c que puede ser acomodada en el nivel de servicio i.

N = Número de carriles en un sentido.

f_w = Factor de ajuste por anchura de carriles y distancia a obstáculo lateral.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_p = Factor de ajuste por tipos de conductores.

f_E = Factor de ajuste por clasificación de carreteras de carriles múltiples y medio ambiente.

De igual manera que en las autopistas, la forma más conveniente de usar las ecuaciones es la última, la cual es una combinación algebraica de las dos primeras. Para el análisis operacional la ecuación se resuelve para la relación v/c, con el valor de flujo de servicio SF, de igual manera, que para valores de flujo de condiciones existentes o de pronóstico. En análisis de proyectos, la ecuación se resuelve para N, haciendo el valor de flujo de servicio igual al valor de flujo horario de proyecto direccional.

La mayoría de las tablas del Capítulo 7 son similares a las del Capítulo 3 para tramos básicos de autopistas. Una tabla de relaciones v/c y valores de flujo máximo de servicio, MSF, se incluyen para condiciones ideales. Ajustes por anchura de carril y distancias a obstáculos laterales, f_W, difieren de los de autopistas pero están presentes y se usan en forma similar.

El factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}, es el mismo para carreteras de carriles múltiples y el usado en tramos básicos de autopistas. Los valores de equivalencia para vehículos ligeros se tabulan para camiones, vehículos turísticos y autobuses, para terreno en general y para tramos con pendientes significativas. Esto se maneja para calcular los factores de ajuste. A pesar de que los valores son iguales a los de autopistas, las tablas están repetidas en el Capítulo 7 para conveniencia del usuario. El factor por tipo de conductor, f_p, es también el mismo que el de autopistas.

El factor por clasificación de carreteras de carriles múltiples y medio ambiente, f_E, se aplica únicamente a carreteras de carriles múltiples. Recordando que la mayoría de los factores únicos en la operación de carreteras de carriles múltiples de superficie, es el grado de fricción, creado por los vehículos que giran hacia y de la vía pública en las entradas y salidas de casas y edificios y otros puntos de acceso sin semáforos. El grado de estas fricciones varía ampliamente. Las carreteras de carriles múltiples existen en medios que varían de francamente rurales a suburbanos, en los que tienden a adquirir características de arterias. La carreteras de carriles múltiples divididas, controlan la fricción debido a giros a la izquierda que pueden ocurrir; mientras que las carreteras no divididas, no la pueden evitar. Reconociendo que la fricción lateral y en el camellón, es una variable contínua, el Manual intenta

considerar en forma gruesa esta variable estableciendo cuatro categorías de carreteras de carriles múltiples: rural-dividida; rural-no dividida; suburbana-dividida y suburbana-no dividida. Se aplica un factor de ajuste f_E, basado en la clasificación vial, como se muestra en la Tabla 9.

La definición de si una carretera es dividida o no dividida es muy simple, excepto en el caso de que la carretera tenga un carril de vuelta izquierda en forma contínua. Esto último se trata como una interpolación entre el caso dividido y el no dividido. La clasificación en rural vs suburbana es más compleja. El estado que guarda el conocimiento en este asunto no permite aclarar lo anterior. El MCV 1985 sugiere que las carreteras de carriles múltiples se clasifiquen como suburbanas si hay en un lado del camino 6 ó más puntos de entrada y/o salida de vehículos, sin control de semáforos, por cada kilómetro, o si los vehículos que dan vuelta a la izquierda se consideran como una fuente significativa de demoras.

El Capítulo 7 del MCV de 1985, será el primer capítulo que se someterá a una revisión completa. La National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) actualmente está realizando un proyecto que conduzca a una amplia recopilación de datos y análisis que se espera dé por resultado una mejora metodológica, particularmente en el área de cuantificación y evaluación en diferentes niveles de fricción y junto a camellones.

8. CARRETERAS DE DOS CARRILES.

La mayoría de las carreteras rurales pavimentadas en los Estados Unidos de Norteamérica, están formadas por carreteras de dos carriles y doble sentido de circulación. Estas carreteras se utilizan para diversas funciones. De servir como acceso a zonas remotas, hasta conexiones principales en sistemas de vialidad regional. La más relevante característica de operación de tales carreteras es la interacción en ambos sentidos. Debido a que el rebase se realiza por medio del carril opuesto, el tránsito en un sentido limita ambos y afecta el flujo en el otro. Por lo tanto, de igual modo que en el MCV de 1965, el MCV de 1985 trata la capacidad de carreteras de dos carriles como un análisis total de flujo en ambos sentidos. La metodología en el Manual de 1985 es, sin embargo, nueva, tanto en el aspecto conceptual como de procedimiento de cálculo.

TABLA 9

FACTOR DE AJUSTE, f_E, PARA CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES CLASIFICADAS

TIPO	DIVIDIDAS	SIN DIVIDIR
RURAL	1.0	0.95
SUBURBANAS	0.90	0.80

(FUENTE: Tabla 7-10, Highway Capacity Manual, TRB, SR 209, 1985)

A) Capacidad de Carreteras de Dos Carriles.

Pocas carreteras de dos carriles se observan que operen en o cerca de la capacidad. Esto se debe a que la mayoría de las carreteras de dos carriles experimentan severos problemas de operación, a niveles de flujo, cercanos a la capacidad. Estas, frecuentemente requieren mejoras dando lugar a alineamientos de tres o cuatro carriles. Con base en estudios de simulación y observaciones de flujos en carreteras de dos carriles en tramos cortos, tales como puentes de dos carriles y túneles alimentados por accesos de carriles múltiples, la capacidad de las carreteras de dos carriles ha sido establecida en un total de 2 800 veh.lig./h en ambos sentidos bajo condiciones ideales. Esto es mayor sustancialmente que los 2 000 veh.lig./h establecidos en el Manual de 1965 y revela un mejor conocimiento de la dinámica del flujo de carreteras de dos carriles. Las condiciones ideales, sin embargo, cubren un amplio rango de variables que incluyen: velocidad de proyecto de 95 km/h, carriles de 3.65 m, acotamientos de 1.80 m, únicamente automóviles o vehículos ligeros en la circulación, terreno a nivel, no se permite rebase y una distribución del tránsito por sentido de 50/50.

B) Criterio para Definir Niveles de Servicio.

El Manual de 1985 incorpora una nueva medida del nivel de servicio en carreteras de dos carriles. **El porcentaje del tiempo de demora**: el porcentaje del tiempo de demora se define como el porciento del tiempo de recorrido total utilizado por los conductores en pelotones que siguen a un vehículo con movimiento lento, sin poderlo rebasar. Este es el único y más molesto problema en la operación de carreteras de dos carriles. Es importante particularmente cuando se considera la longitud del viaje: la mayoría de los viajes en carreteras rurales de dos carriles son realizados para distancias considerables, algunas veces de cientos de kilómetros. La utilización de tiempo considerable de pelotones con movimiento lento, sin poder rebasar al vehículo que va adelante, lleva a los conductores a sensaciones de frustración y a realizar maniobras de rebase inseguras. La Figura 7, muestra las relaciones entre el porciento del tiempo de demora y el volumen total en dos sentidos para carreteras de dos carriles.

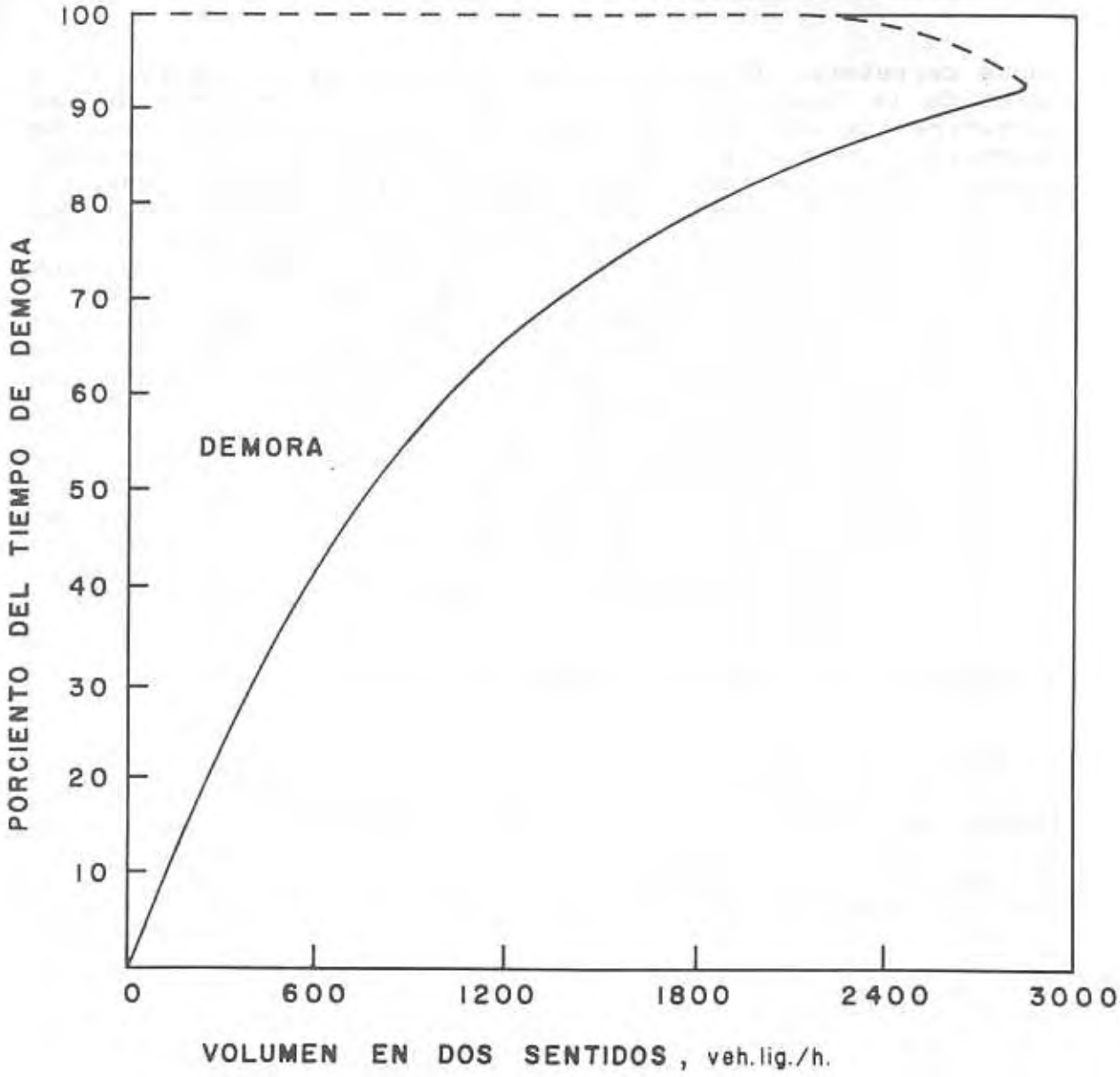


FIGURA 7. PORCIENTO DEL TIEMPO DE DEMORA VS. VOLUMEN PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES.

(FUENTE: Figura 8-1b, Highway Capacity Manual, TRB SR209, 1985.)

Advierta que aún cuando el volumen de 1 200 veh.lig./h, es menor a la mitad de la capacidad de una carretera de dos carriles, el porcentaje del tiempo de demora es mayor al 60%. Por lo tanto, las carreteras de dos carriles que operan en pequeñas fracciones de su capacidad pueden experimentar severos problemas de operación. El porcentaje del tiempo de demora se incrementa rápidamente con el volumen por esta razón. Al aumentar el volumen, la demanda para realizar maniobras de rebase disminuye. Observe que la Figura 7 también es para condiciones ideales; para condiciones no ideales el porcentaje del tiempo de demora empeorará.

El porcentaje del tiempo de demora es un parámetro difícil de medir. El Manual sugiere una alternativa que puede utilizarse como sustituto: **el porcentaje de vehículos que viajan a intervalos menores de 5 segundos**. Esto es más fácil de medir y es razonablemente más preciso.

Se utiliza el siguiente criterio para definir niveles de servicio en carreteras de dos carriles:

NIVEL DE SERVICIO	% DEL TIEMPO DE DEMORA
A	≤ 30 %
B	≤ 45 %
C	≤ 60 %
D	≤ 75 %
E	< 100 %
F	= 100 %

Observe en la Figura 7, que bajo condiciones ideales, el nivel de servicio E o el 75% del tiempo de demora se alcanza con un volumen de 1 700 veh.lig./h aproximadamente. Por lo tanto, para condiciones ideales, los niveles de servicio de A - D cubren un rango de 1 700 veh.lig./h mientras que el nivel de servicio E cubre únicamente un rango de 1 100 veh.lig./h. Esto es sólo un reflejo real de que, bajo severas dificultades de operación, pueden presentarse rangos con volúmenes bajos en carreteras de dos carriles.

C) Niveles de Análisis.

Las interacciones que provocan los rebases, en las carreteras de dos carriles, dan a éstas un carácter único. El rebase es afectado por muchas variables, todas ellas relacionadas con la distancia de visibilidad. Para permitir que la maniobra de rebase sea segura en el carril opuesto al flujo, un vehículo deberá ser capaz de ver un vehículo en el carril opuesto, que se acerca a la velocidad de proyecto, de tal manera que le permita completar la maniobra de rebase, el vehículo deberá alcanzar al vehículo que va hasta adelante y regresar al carril apropiado. Para muchas carreteras de dos carriles esto lleva a tener una distancia de visibilidad mínima de 460 m; además de la distancia de visibilidad de parada requerida para el proyecto de toda la carretera. La distancia de visibilidad de rebase está restringida por el alineamiento horizontal y vertical, velocidad de proyecto, tipo de terreno, objetos a los lados del camino y otros factores.

Debido a la complejidad de las interacciones en el rebase, no es posible dar un mismo tratamiento a los tramos de terreno en general y a las pendientes significativas, usando la misma metodología. Por esto, el MCV de 1985 establece dos procedimientos para el análisis operacional: **uno para tramos en terreno en general (plano, lomerío y montañoso) y otro para pendientes significativas**. El Capítulo también contiene una tabla de Tránsito Diario Promedio Anual vs Niveles de Servicio que pueden ser usados para propósitos de planeación (procedimiento rápido).

D) Análisis Operacional para Tramos de Terreno en General.

En la Tabla 10 se indican las relaciones básicas para análisis de tramos de terreno en general, para carreteras de dos carriles. Proporciona límites de valores v/c para cada nivel de servicio en función de tipo de terreno y porciento de zonas de "no rebase" en el tramo.

Esta Tabla es singular debido a que es estrictamente para condiciones ideales. Esencialmente incorpora ajustes por tipo de terreno y porciento de zonas de "no rebase". Debido a las interacciones en la maniobra de rebase, la capacidad de carreteras de dos carriles es sensible al tipo de terreno siempre y cuando el tipo de vía lo permita. Por lo tanto, no toda relación v/c para nivel de servicio E -capacidad- es 1.00. Todas las relaciones v/c están con base en la capacidad ideal de 2 800 veh.lig./h.

T A B L A 1 0

CRITERIO PARA DEFINIR NIVEL DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

TRAMOS EN TERRENO GENERAL

		RELACION v/c (a)																					
		TERRENO PLANO							TERRENO EN LOMERIO							TERRENO MONTAÑOSO							
NIVEL DE SERVICIO	PORCIENTO DEL TIEMPO DE DEMORA	VELOCIDAD[b] PROMEDIO	PORCIENTO DE ZONAS DE NO REBASE						VELOCIDAD[b] PROMEDIO	PORCIENTO DE ZONAS DE NO REBASE						VELOCIDAD[b] PROMEDIO	PORCIENTO DE ZONAS DE NO REBASE					
			0	20	40	60	80	100		0	20	40	60	80	100		0	20	40	60	80	100
A	≤ 30	≥ 93	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04	≥ 91	0.15	0.10	0.07	0.05	0.04	0.03	≥ 90	0.14	0.09	0.07	0.04	0.02	0.01
B	≤ 45	≥ 88	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	≥ 86	0.26	0.23	0.19	0.17	0.15	0.13	≥ 86	0.25	0.20	0.16	0.13	0.12	0.10
C	≤ 60	≥ 83	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32	≥ 82	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	≥ 78	0.39	0.33	0.28	0.23	0.20	0.16
D	≤ 75	≥ 80	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.57	≥ 78	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43	≥ 72	0.58	0.50	0.45	0.40	0.37	0.33
E	> 75	≥ 72	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	≥ 64	0.97	0.94	0.92	0.91	0.90	0.90	≥ 56	0.91	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78
F	100	< 72	-	-	-	-	-	-	< 64	-	-	-	-	-	-	< 56	-	-	-	-	-	-

a) Relación del valor de flujo a una capacidad ideal de 2 800 veh.lig./h. en ambos sentidos.

b) Velocidad promedio de recorrido de todos los vehículos (en km/h) para carreteras con velocidad de proyecto ≥ 95 km/h; para carreteras con velocidades de proyecto más bajas, reduzca la velocidad en 6 km/h por cada 15 km/h de reducción en la velocidad de proyecto abajo de 95 km/h. Considere que la velocidad no está restringida a valores menores por reglamento.

(FUENTE: Tabla 8-1, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985.)

La expresión general para análisis de tramos en terreno en general, es como se indica a continuación:

$$SF_i = 2\ 800 \times (v/c)_i \times f_d \times f_{HV} \times f_w$$

Donde:

SF_i = Valor de flujo se servicio total en ambos sentidos, bajo condiciones prevalecientes del camino y del tránsito para nivel de servicio i, en veh./h.

$(v/c)_i$ = Relación máxima de v/c que puede ser acomodada en un nivel de servicio i, para tipo de terreno y porciento de zonas de "no rebase" establecidos.

f_d = Factor de ajuste por distribución direccional del tránsito.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_w = Factor de ajuste por anchura de carril y ancho de acotamiento.

El factor de ajuste por distribución direccional, f_d, varía de 1.00 para un reparto de 50/50, hasta 0.71 para un reparto 100/0. A esto último le corresponde como valor de flujo máximo para un solo carril, 2 000 veh.lig./h, aún donde exista un segundo carril contínuo para rebase.

El factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}, se calcula a partir de las equivalencias para vehículos ligeros para camiones, vehículos turísticos y autobuses, como en los métodos anteriores. Los vehículos ligeros equivalentes están tabulados de acuerdo al tipo de terreno: a nivel, en lomerío y montañoso.

El factor de ajuste por ancho de carril y ancho de acotamiento, f_w, está tabulado en la misma forma que en los otros capítulos. Sin embargo, para carreteras de carriles múltiples y autopistas se utilizó más el concepto de distancia a obstáculos laterales, esto es, la distancia de la arista del carril externo hasta los objetos laterales más próximos. Para análisis de carreteras de dos carriles, el concepto está vinculado a la anchura utilizable del acotamiento, el cual puede permitir a los vehículos con movimiento lento dejar pasar a los vehículos con movimiento más rápido.

Otra característica singular de la metodología para carreteras de dos carriles, es que tanto los ajustes por vehículos pesados y por ancho de carril, varían con el nivel de servicio. Esto podría dar lugar a soluciones para un nivel de servicio con procedimientos iterativos. Como una alternativa para esto, el Capítulo incluye hojas de gabinete en las que pueden ser calculados cinco valores de flujo de servicio, SF, uno para cada nivel de servicio de A - E. Estos valores se comparan con los valores de flujo actuales o de proyecto para determinar el nivel de servicio.

E) Análisis Operacional en Pendientes con Longitudes Significativas.

Cualquier pendiente sostenida mayor de 3% y con longitud mayor de 800 m, ó 3% o menor y longitud mayor de 1.6 km se analiza como una pendiente con longitud significativa. La dinámica de flujo en pendientes sostenidas para carreteras de dos carriles, es sustancialmente diferente a la de los tramos con terreno en general. La formación de pelotones en pendientes ascendentes se hace común, mientras que los rebases se dificultan cada vez más. La velocidad promedio de viaje en pendientes ascedentes varía ampliamente, dependiendo de la longitud y severidad de la pendiente, tránsito mezclado, oportunidades de rebase y otros factores.

El criterio del nivel de servicio es clave para la velocidad promedio de viaje en el ascenso, la cual es más sensible a la pendiente. Los niveles son establecidos para relacionar aproximadamente, el mismo valor de porciento del tiempo de demora, sobre tramos de terreno en general. El criterio es como sigue:

NIVEL DE SERVICIO	VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE
A	≥ 90 km/h
B	≥ 80 km/h
C	≥ 70 km/h
D	≥ 65 km/h
E	≥ 40 - 65 km/h

Este criterio aclara una complicación significativa en el análisis de dos carriles con pendientes sostenidas: las condiciones de operación en la capacidad no son constantes. Dependen de la longitud y severidad de la pendiente, así como de condiciones del camino y del tránsito; la capacidad de las operaciones puede ocurrir con velocidades promedio de ascenso entre un rango de 40 a 65 km/h. Por lo que, parte del análisis para pendientes en carreteras de dos carriles, es la determinación de la capacidad y las condiciones de operación bajo las que ocurre.

La expresión general, para pendientes sostenidas en carreteras de dos carriles, es la siguiente:

$$SF_i = 2\ 800 \times (v/c)_i \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{HV}$$

Donde:

SF_i = Valor de flujo de servicio total en dos sentidos, para el nivel de servicio i, bajo condiciones prevalecientes del camino y el tránsito, en veh./h.

$(v/c)_i$ = Relación máxima v/c para nivel de servicio i, para un porciento de pendiente y un porciento de zonas de "no rebase" dados.

f_d = Factor de ajuste para distribución direccional del tránsito.

f_w = Factor de ajuste por anchura de carril y acotamiento.

f_g = Factor de ajuste por pendiente.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

La Tabla 11, ilustra las relaciones básicas que gobiernan los valores de v/c. Tiene varias características interesantes. Observe que los valores no están relacionados específicamente a los niveles de servicio, pero sí para valores de velocidad promedio de viaje en el ascenso. Para niveles de servicio de A a D, hay una relación uno a uno entre velocidad y nivel de servicio, pero para nivel de servicio E, la velocidad promedio de viaje en el ascenso se desconoce. El uso de las velocidades como una clave, en vez del nivel de servicio, permite establecer una relación entre la velocidad y el valor de flujo de servicio, SF, siendo determinada y dibujada y más tarde utilizada para determinar la velocidad y la capacidad.

TABLA 11

VALORES DE LA RELACION v/c PARA PENDIENTES EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

PENDIENTE (%)	VELOCIDAD PROMEDIO EN ASCENSO (km/h)	PORCIENTO DE ZONAS DE NO REBASE					
		0	20	40	60	80	100
3	88	0.27	0.23	0.19	0.17	0.14	0.12
	84	0.42	0.38	0.33	0.31	0.29	0.27
	80	0.64	0.59	0.55	0.52	0.49	0.47
	72	1.00	0.95	0.91	0.88	0.86	0.84
	68	1.00	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	64	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	88	0.25	0.21	0.18	0.16	0.13	0.11
	84	0.40	0.36	0.31	0.29	0.27	0.25
	80	0.61	0.56	0.52	0.49	0.47	0.45
	72	0.97	0.92	0.88	0.85	0.83	0.81
	68	0.99	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92
	64	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	88	0.21	0.17	0.14	0.12	0.10	0.08
	84	0.36	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20
	80	0.57	0.49	0.45	0.41	0.39	0.37
	72	0.93	0.84	0.79	0.75	0.72	0.70
	68	0.97	0.90	0.87	0.85	0.83	0.82
	64	0.98	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92
	56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	88	0.12	0.10	0.08	0.06	0.05	0.04
	84	0.27	0.22	0.18	0.16	0.14	0.13
	80	0.48	0.40	0.35	0.31	0.28	0.26
	72	0.49	0.76	0.68	0.63	0.59	0.55
	68	0.93	0.84	0.78	0.74	0.70	0.67
	64	0.97	0.91	0.87	0.83	0.81	0.78
	56	1.00	0.96	0.95	0.93	0.91	0.90
	48	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98
7	88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	84	0.13	0.10	0.08	0.07	0.05	0.04
	80	0.34	0.27	0.22	0.18	0.15	0.12
	72	0.77	0.65	0.55	0.46	0.40	0.35
	68	0.86	0.75	0.67	0.60	0.54	0.48
	64	0.93	0.82	0.75	0.69	0.64	0.59
	56	1.00	0.91	0.87	0.82	0.79	0.76
	48	1.00	0.95	0.92	0.90	0.88	0.86

a) La relación de valor de flujo a la capacidad ideal de 2 800 veh.lig./h,considera - operación de vehículos ligeros,la cual no es afectada por la pendiente.

NOTA: Para valores intermedios,interpole el "porciento de zonas de no rebase", redondee - "pendiente en porciento" hacia el siguiente valor entero.

(FUENTE: Tabla 8-7, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Los valores del factor de distribución direccional, f_d, están tabulados y son diferentes de los que se utilizaron para tramos de terreno en general. En pendientes sostenidas, los factores f_d para un reparto de 30/70, difieren para un reparto de 70/30, dependiendo de qué porcentaje tiene el ascenso. En tramos de terreno en general no importa en qué sentido se está analizando.

El factor de ajuste por ancho de carril y acotamiento, f_w, es el mismo que se utiliza para tramos de terreno en general.

El factor por pendiente, f_g, y el factor por vehículos pesados, f_{HV}, son el resultado de una formulación algebraica compleja, la cual lleva dos ediciones. Los camiones y otros vehículos pesados ocupan más espacio que los automóviles ligeros en pendientes y tienen un efecto particularmente nocivo en la formación de pelotones en pendientes ascendentes. Sin embargo, los automóviles o vehículos ligeros, también se comportan en forma diferente en pendientes de dos carriles que en tramos de terreno en general. Los dos ajustes fueron realizados en forma vinculada para facilitar los cálculos. Los valores de vehículos ligeros equivalentes se tabularon de tal manera que reflejen una mezcla estándar de vehículos pesados, incluyendo 14% de camiones, 4% de vehículos turísticos y 0% de autobuses. De esta tabulaciones se extraen dos valores:

1) E = Valor de vehículos ligeros equivalentes para longitud y severidad por pendiente y velocidad promedio de ascenso considerada.

2) E_o = Valor de vehículos ligeros equivalentes para la velocidad promedio de ascenso considerada, pero para 0% de pendiente.

Estos valores son manejados para obtener los factores de ajuste f_g y F_{HV} como sigue:

$$I_p = 0.02\ (E - E_o)$$

$$f_g = 1/[1 + (P_p \times I_p)]$$

$$E_{HV} = 1 + (0.25 + P_{T/HV})\ (E - 1)$$

$$F_{HV} = 1/[1 + P_{HV}\ (E_{HV} - 1)]$$

Donde:

I_p = Factor de impedancia para vehículos ligeros en pendientes.

P_p = Proporción de vehículos ligeros en la circulación.

$P_{T/HV}$ = Proporción de camiones y vehículos pesados, esto es: proporción de camiones dividida entre el total de la proporción de vehículos pesados en la circulación.

E_{HV} = Vehículos ligeros equivalentes para una mezcla de vehículos pesados presentes en el tramo de estudio.

P_{HV} = Proporción total de vehículos pesados (camiones + vehículos recreacionales + autobuses) en el tramo bajo estudio.

Se anexan unas hojas de gabinete para realizar cálculos de valor de flujo de servicio para varios valores de velocidad promedio de recorrido en el ascenso. Para los niveles de servicio de A a D, éstos se correlacionan directamente con los valores de flujo de servicio. El nivel de servicio E no puede ser identificado, debido a que la velocidad a la cual ocurre es desconocida . Una segunda relación ha sido calibrada, la cual relaciona a la capacidad con la velocidad crítica a la cual ocurre.

$$S_c = 40 + 6\ (V_c/1000)^2$$

Donde:

S_c = Velocidad crítica en la que ocurre la capacidad en km/h.

V_c = Valor de flujo en la capacidad, en veh./h.

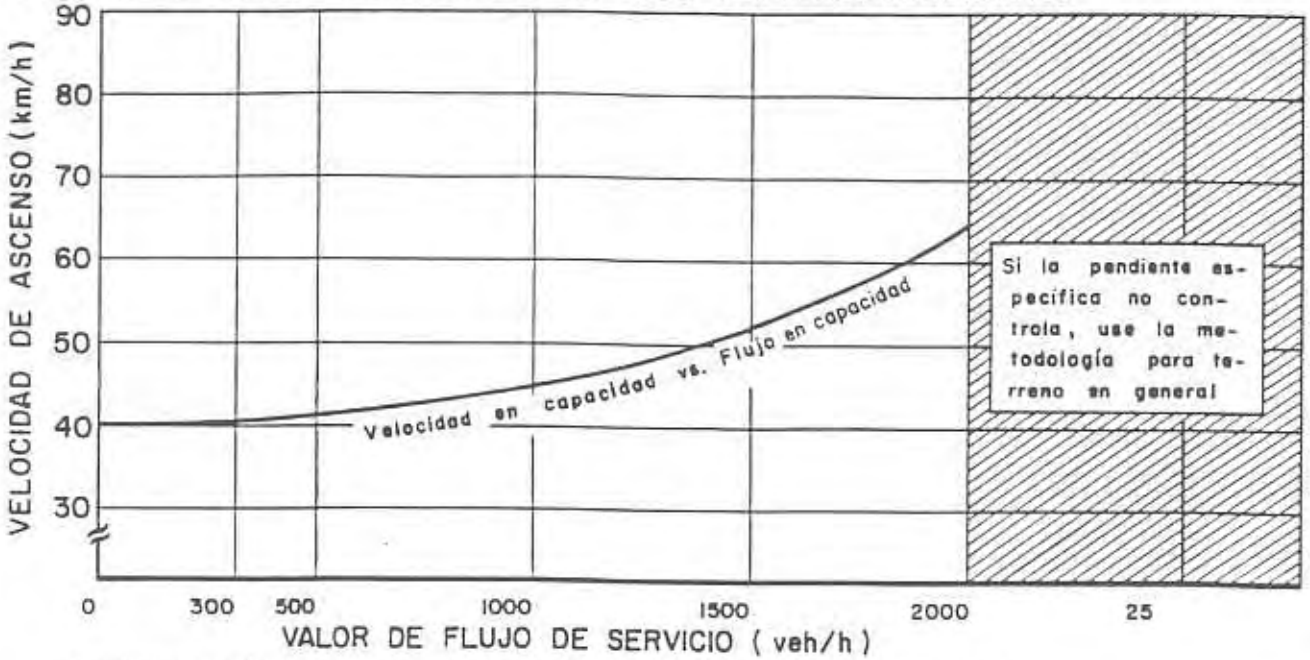
La capacidad y la velocidad a la cual ocurren, se define por el punto de intersección entre esta curva (Velocidad de ascenso vs Flujo en capacidad) y la curva de Velocidad de ascenso vs Flujo de servicio, usando los valores calculados como se ha indicado anteriormente. La Figura 8 representa una hoja de gabinete para este propósito. En la Figura 8a, se indica un ejemplo de solución usando este procedimiento gráfico.

F) Criterio para Sistemas de Planeación (Procedimiento Aproximado).

El Manual de 1985 contiene una tabla con valores aproximados de TDPA, la que puede servir para carreteras de dos carriles, sin violar lo establecido en los niveles de servicio durante períodos de máxima demanda. Estos valores están dados para un conjunto de condiciones estándar que son válidas únicamente para tramos de terreno en general. Permiten una visualización para propósitos de planeación general y son útiles para identificar tramos que probablemente presenten problemas en el futuro.

HOJA DE GABINETE PARA PENDIENTES ESPECIFICAS

V. DIBUJAR LA CURVA VELOCIDAD DE ASCENSO VS. FLUJO DE SERVICIO.



La intersección de la curva Velocidad en capacidad vs. Flujo en capacidad
con la curva Velocidad de ascenso vs. Flujo de servicio,
define la CAPACIDAD (Valor de Flujo de Servicio E, SF_E)
y la VELOCIDAD a la capacidad , Sc .

VI. ANALISIS DE NIVEL DE SERVICIO.

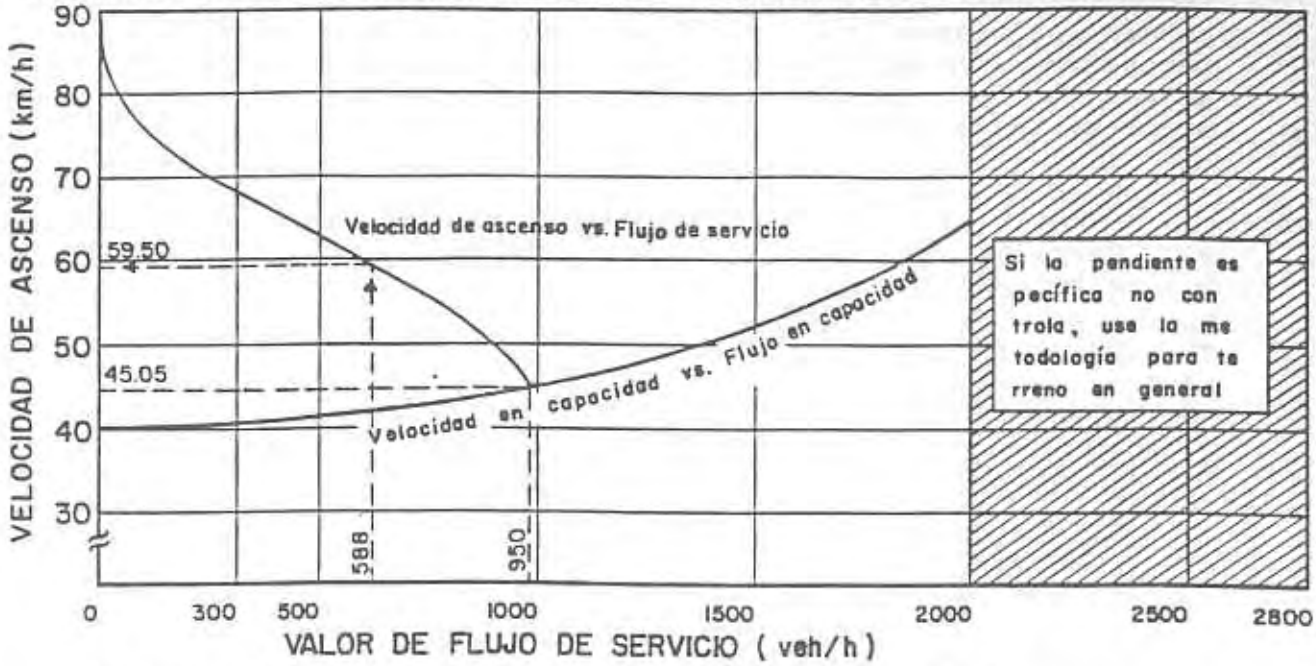
NIVEL DE SERVICIO	SF (De la hoja de gabinete)	Valor de flujo actual	Comentarios
A			
B			
C			
D		Nivel de servicio	
E			

FIGURA 8. HOJA DE GABINETE PARA EL ANALISIS OPERACIONAL DE PENDIENTES ESPECIFICAS EN CARRETERAS DE DOS CARRILES.

(FUENTE: Figura 8-5b, Highway Capacity Manual TRB SR209, 1985.)

HOJA DE GABINETE PARA PENDIENTES ESPECIFICAS

V. DIBUJAR LA CURVA VELOCIDAD DE ASCENSO VS. FLUJO DE SERVICIO.



La intersección de la curva Velocidad en capacidad vs. Flujo en capacidad
con la curva Velocidad de ascenso vs. Flujo de servicio,
define la CAPACIDAD (Valor de Flujo de Servicio E, SF_E)
y la VELOCIDAD a la capacidad, Sc.

VI. ANALISIS DE NIVEL DE SERVICIO.

NIVEL DE SERVICIO	SF (De la hoja de gabinete)	Valor de flujo actual
A	0	588
B	31	
C	178	
D	430	Nivel de servicio
E	950	E

Comentarios

La CAPACIDAD es de 950 veh/h en ambas direcciones.
La VELOCIDAD promedio de ascenso es de 45 km/h.

Dados un volumen de 500 vph y un Factor Horario de Máxima Demanda (FHMD) de 0.85 como características del problema, se encuentra el valor de flujo actual:

$$v = V/FHMD = 500/0.85 = 588 \text{ veh/h}$$

Entrando a la gráfica con 588 veh/h e intersectando a la curva de Velocidad de ascenso vs. Flujo de servicio, se encuentra la velocidad de ascenso de 59.5 km/h.
Esta velocidad es menor que 64 km/h (valor mínimo para NS_D, Tabla 8-2, HCM, TRB SR209, 1985), pero mayor que 45 km/h (velocidad promedio de ascenso encontrada), por lo que el Nivel de Servicio es E.
Este Nivel de Servicio también puede ser determinado comparando el Valor de Flujo Actual con el Valor de Flujo de Servicio:
Como 588>430, entonces el Nivel de Servicio es E.

FIGURA 8a. EJEMPLO DE SOLUCION PARA CAPACIDAD Y VELOCIDAD CRITICA EN UNA PENDIENTE PARA CARRETERA DE DOS CARRILES.

(FUENTE: Figura 8-9b, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985.)

G) Mejoramiento de Dos Carriles.

Los problemas operacionales en carreteras de dos carriles pueden aliviarse por medio de una serie de medidas de reconstrucción de tramos cortos con carriles múltiples. El Manual de 1985 contiene una sección donde se comentan estas mejoras, tales como:

- Carriles de ascenso.
- Carriles periódicos para rebase/carriles de rebase alternativos.
- Salidas.
- Carril contínuo para vuelta izquierda.
- Tratamiento de intersecciones.
- Uso de acotamientos pavimentados.
- Tramos cortos con 4 carriles.

El Manual trata en forma cualitativa, no proporcionando información específica para evaluar el impacto de cada una de las mejoras sobre la capacidad y la operación.

9. INTERSECCIONES CONTROLADAS POR SEMAFOROS.

El cambio más dramático en el Manual de 1985, es el que corresponde a los procedimientos para el análisis de las intersecciones controladas por semáforos, que difieren sustancialmente de los que incluyó el MCV de 1965 y que van considerablemente más allá de lo que publicó la Circular 212 en 1980. Las intersecciones controladas por semáforos son los puntos más complejos en cualquier sistema de tránsito y sus procedimientos de análisis reflejan esta complejidad. El Manual de 1985 cubre un amplio rango de variables, con mayor profundidad que cualquiera de las técnicas de análisis antes utilizadas en intersecciones controladas por semáforos. Este resumen solo puede bosquejar superficialmente el tema y puntualizarlo someramente a la luz de la nueva metodología.

A) Enfoque Básico.

La metodología adoptada por el Manual de 1985 se apoya en el **análisis de movimiento crítico**. El análisis de movimiento crítico se enfoca en la identificación y análisis de aquellos movimientos en particular, para carriles o grupo de carriles, que son controlados por tiempos de verde. Una vez que los movimientos críticos han sido identificados y tomados en cuenta, todos los otros movimientos operarán bien o mejor.

Los análisis de movimiento crítico no son nuevos. Bruce Greenshields ha estudiado y calibrado relaciones de movimiento crítico a principios y finales de la década de 1940. Sin embargo, no aplicó el análisis de movimiento crítico a los cálculos de capacidad, él usó el mismo enfoque para reparto de tiempos de semáforos. El análisis de movimiento crítico fue aplicado a cálculos de capacidad por ingleses y australianos en la década de 1960 y varios investigadores realizaron estudios en los Estados Unidos de Norteamérica a fines de 1960 y en la década de 1970. La metodología publicada en la Circular 212, se basó en el trabajo del Dr. Carroll J. Messer de la Universidad de Texas A & M. JHK & Asociados, llevó a cabo el estudio principal bajo el patrocinio de NCHRP para calibrar un procedimiento final para el Manual de 1985. El Dr. Messer y otros miembros de la Comisión de Capacidad Vial y Calidad del servicio (Highway Capacity and Quality of Service Committee), hicieron varias revisiones a la calibración de JHK antes de que fuera adoptada la versión final del procedimiento.

Es importante observar que los cálculos para análisis de capacidad para intersecciones controladas por semáforos, son alternos a los cálculos de reparto de tiempo para semáforos. En el caso formal, los repartos de tiempo son conocidos y se calcula el nivel de servicio para ciertas condiciones del camino y del tránsito. Por último, las condiciones del camino y del tránsito son manejadas para determinar un reparto de tiempo, que permita obtener un nivel de servicio deseado. Si la misma metodología no es usada para ambos tipos de cálculos, los resultados del reparto de tiempo y los análisis de capacidad serán inconsistentes y difíciles de explicar. El Capítulo 9 del Manual de 1985, está conformado para permitir ambos tipos de cálculos y en el Apéndice principal se incluye un procedimiento para reparto de tiempos en semáforos.

B) Niveles de Servicio.

Desde el momento que el Manual de 1965 fue publicado, las críticas fueron dirigidas al uso del factor de Carga como una medida del nivel de servicio. Fue difícil medirlo y se demostró que no estaba bien correlacionado a la demora, como se consideró originalmente. Numerosos documentos de distinguidos investigadores, presentaron el argumento de que la demora era la única medida razonable para definir el nivel de servicio en intersecciones. Desde el inicio del proceso de elaboración del Manual de 1985, la demora fue adoptada como la medida para determinar el nivel de servicio en intersecciones.

Al elaborar los procedimientos de análisis, se empezó a dilucidar el uso de la demora, a pesar de que teóricamente era satisfactorio, existían un gran número de dificultades de cálculo y de cambios básicos en el significado e interpretación del nivel de servicio. El Manual de 1985, define el nivel de servicio para intersecciones controladas con semáforos como sigue:

NIVEL DE SERVICIO	DEMORA
A	$\leq$ 5.0 segundos
B	$\leq$ 15.0 segundos
C	$\leq$ 25.0 segundos
D	$\leq$ 40.0 segundos
E	$\leq$ 60.0 segundos
F	> 60.0 segundos

Este criterio se refiere a la demora promedio de parada por vehículo, durante un período de análisis de 15 minutos.

La demora es una medida muy compleja, que depende de un gran número de factores. Los investigadores han indicado que la demora depende principalmente de los siguientes cuatro factores, indicados en orden decreciente a su importancia:

1) Calidad de la sincronización de los semáforos.

2) Longitud del ciclo.

3) Tiempos de verde.

4) Relación v/c.

El orden del listado presenta el problema. La demora no es altamente dependiente de la relación v/c. En la Circular 212, el nivel de servicio está directamente relacionado a la relación v/c; esto es, la relación v/c más baja corresponde al mejor nivel de servicio. La lógica dictaba que el nivel de servicio con base en la demora, permite con frecuencia la conclusión opuesta. Demoras bajas, pueden acompañar a una intersección con relaciones v/c altas, si los semáforos tienen una sincronización favorable y el reparto de tiempos es eficiente. Inversamente, una demora alta ocurrirá en una intersección con relación v/c baja, donde la sincronización es pobre y el reparto de tiempos es ineficiente. Relaciones v/c muy bajas, por ejemplo, es una indicación de que el tiempo de verde es excesivo en el ciclo. Los excesos en tiempos de verde pueden conducir a demoras altas. Por otro lado, la relación v/c que se acerca a la capacidad, puede también conducir a demoras elevadas, así como los ciclos individuales que fallen con frecuencia. El siguiente punto es crítico: **no es necesario alcanzar bajas relaciones de v/c para tener un buen nivel de servicio con base en la demora.**

Otra molestia resultante ocurre cuando la demora sirve de base a los niveles de servicio: el nivel de servicio F, no indica automáticamente una sobresaturación. Unicamente representa una demora mayor de 60 segundos por vehículo. Este nivel de demora puede y ocurre con relaciones v/c tan bajas como 0.80 - 0.85, donde la sincronización de semáforos y reparto de tiempos es ineficiente. Por lo tanto, el nivel de servicio F, no siempre significa una paralización de la circulación o un caso en que la demanda excede a la capacidad.

Debido a estas características, el Manual de 1985 enfatiza que los análisis de capacidad y nivel de servicio de intersecciones controladas por semáforos, son independientes uno de otro. Análisis, tanto de relaciones v/c como de niveles de demora, se necesitan para obtener un panorama general de las operaciones en una intersección.

C) Análisis Operacional.

El análisis operacional de una intersección controlada por semáforos es compleja y requiere tiempo, si la totalidad de los cálculos se realizan a mano. Se anexan seis hojas de gabinete, de las que por lo menos se necesitan cinco para realizar un análisis completo. El procedimiento evalúa un rango amplio de **factores** que afectan la operación, que pueden clasificarse en tres categorías: **geométricas**, **control de semáforos** y **de tránsito**.

Los factores geométricos incluyen el número y uso de carriles, anchura de carriles, pendientes, ubicación de paradas de autobús y factores similares. Las variables de control de semáforos involucran el tipo de control, plan de fases y el reparto de tiempos de semáforo. Los factores de tránsito incluyen las variables de composición del tránsito, actividad de estacionamiento, flujo de peatones y flujo direccional de vehículos.

Debido a la complejidad de los procedimientos de análisis, los cálculos se realizan en forma modular, como se muestra en la Figura 9.

El módulo de ingreso es simplemente una hoja de gabinete que permite concentrar fácilmente todas las variables necesarias para el análisis. El Manual de 1985 requiere datos más detallados que las técnicas de análisis antes utilizadas. alguna información adicional que ahora se requiere, incluye:

1. Flujo de peatones en todos los cruces.

2. Número de vehículos que se estacionan por hora, en los espacios definidos en la calle, dentro de los 75 m del acceso de la intersección.

3. Tipo de llegada para cada acceso. Se definen cinco tipos de llegada y se usan para evaluar la calidad de la sincronización. Pelotones densos que llegan al principio de una fase roja, es el peor caso; pelotones densos que llegan al principio de una fase verde, es el mejor caso.

4. Pendiente en porciento en todos los accesos.

Debido al gran número de variables de entrada que se necesitan para llevar a cabo un análisis operacional, el Manual proporciona una tabla de valores tentativos para muchas de éstas que no puedan obtenerse de los datos disponibles. Valores clave, tales como tipos de llegada, deberán ser evaluados en el campo o pronosticados.

Dos decisiones importantes se dan en el módulo para ajuste de volúmenes. todos los volúmenes horarios se convierten a valores de flujo máximo, dividiéndoles por el factor horario de máxima demanda apropiado. Es muy importante para el análisis, que la intersección se divida en grupos de carriles. En general, todos los carriles exclusivos para vuelta se consideran como un grupo de carriles separado. Los accesos que tienen únicamente carriles compartidos, se consideran como un solo grupo de carriles. El Manual contiene un procedimiento para determinar si los carriles compartidos de vuelta izquierda y los carriles de frente están siendo usados de hecho como carriles de vuelta izquierda, debido a los elevados volúmenes de vuelta izquierda.

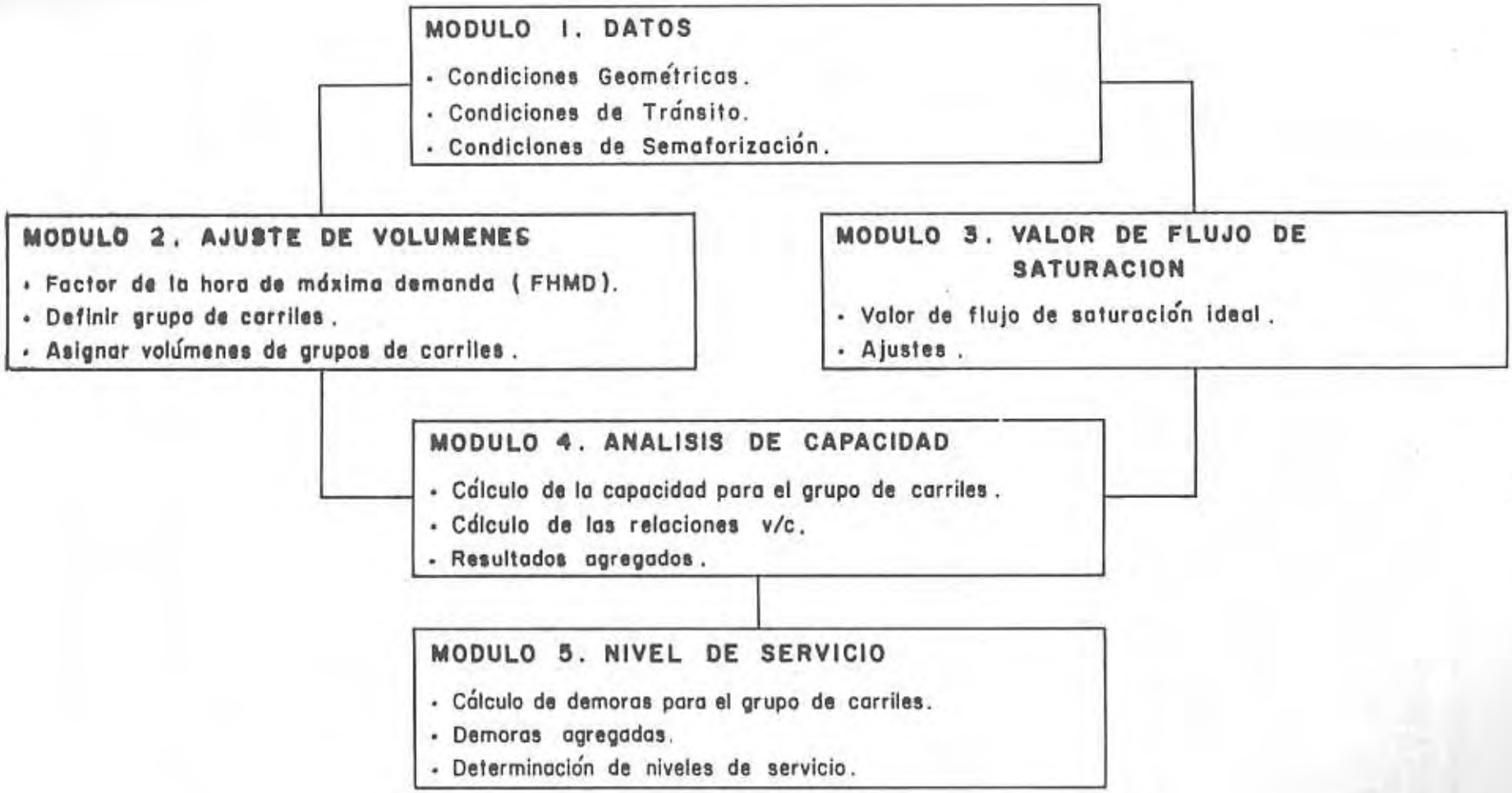


FIGURA 9. ESTRUCTURA MODULAR DEL ANALISIS OPERACIONAL DE INTERSECCIONES CONTROLADAS POR SEMAFOROS.

(FUENTE : Figura 9-1, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985.)

El módulo para ajuste de volúmenes también contiene un ajuste por uso de carril. La utilización de este factor es opcional en el análisis. Cuando se usa, el análisis se enfoca para condiciones de operación en el peor carril de un grupo de carriles en particular. Cuando no se usa, el análisis se basa en las condiciones de operación promedio de todos los carriles del grupo de carriles.

El módulo de saturación calcula el valor de flujo de saturación para cada grupo de carriles, bajo las condiciones prevalecientes de la calzada, del tránsito y del control. La siguiente ecuación es utilizada.

$$S = S_o \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_g \times f_p \times f_{bb} \times f_a \times f_{RT} \times f_{LT}$$

Donde:

S = Valor de flujo de saturación, para un grupo de carriles bajo las condiciones prevalecientes de la calzada, el tránsito y el tipo de control, en veh./h de luz verde.

S_o = Valor de flujo de saturación por carril, para condiciones ideales (1 800 veh.lig./h de luz verde/carril, a menos que se disponga de valores calibrados localmente.<3>).

N = Número de carriles en el grupo de carriles.

f_w = Factor de ajuste por ancho de carril.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_g = Factor de ajuste por pendiente.

f_p = Factor de ajuste por actividad de estacionamiento.

f_{bb} = Factor de ajuste por bloqueo de autobús.

f_a = Factor de ajuste por tipo de área.

F_{RT} = Factor de ajuste por vuelta a la derecha.

F_{LT} = Factor de ajuste por vuelta a la izquierda.

<3> NOTA DEL TRADUCTOR: En el D.F. se han obtenido valores de 2 100 veh.lig./h de luz verde/carril.

FUENTE: Manual de Capacidad Vial del Distrito Federal. Comisión de Vialidad y Transporte. 1982.

La mayoría de estos factores de ajuste se obtienen de Tablas. Los factores por vueltas a la derecha y a la izquierda son más complejos. Las vueltas pueden ocurrir bajo ocho diferentes combinaciones de geometría y semaforización. Las vueltas pueden realizarse desde carriles exclusivos o de carriles con tránsito mixto. Los semáforos pueden dar protección a las vueltas, permitir las vueltas, o una combinación de protección y permitida. **Una vuelta protegida se realiza sin conflictos con los flujos vehicular o de peatones. Una vuelta permitida se realiza en conflicto con la demanda vehicular o de peatones.**

Los seis casos básicos se ven aumentados por los casos especiales de carriles de vuelta dobles y por accesos con un solo carril; los dos tienen características únicas. Los factores de ajustes difieren según el caso y están tabulados en el Manual.

El cálculo del factor de ajuste para vuelta izquierda, para el caso que involucra fases de vuelta izquierda permitida, es complejo. La vuelta izquierda permitida, involucra un equilibrio complicado, en el cual las personas que desean realizar la maniobra deberán buscar un espacio en la circulación del tránsito opuesto. Cuando se inicia la fase verde, los vehículos que desean girar a la izquierda deberán esperar hasta que la cola se despeje para poder realizar la vuelta. Después, el conductor que desea dar vuelta a la izquierda, busca el espacio en la circulación opuesta. Al final de la fase, varios vehículos que desean dar vuelta izquierda pueden proceder a través de la intersección en el intervalo de cambio (amarillo o amarillo y rojo).

Mientras esto sucede, la distribución por carril en el acceso en cuestión está cambiando como respuesta a las demoras y bloqueos. Se incluye una hoja de gabinete para el cálculo del factor de ajuste para cualquiera de los casos que involucren vueltas permitidas.

En el módulo para análisis de capacidad, se calcula la capacidad y las relaciones v/c para cada grupo de carriles, así como una relación v/c crítica para la intersección entera. Los cálculos, utilizan los resultados de los módulos de datos, ajuste de volúmenes y flujo de saturación. La capacidad para cada grupo de carriles se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$C_i = S_i \ (g/C)_i$$

Una vez que se conoce la capacidad para cada grupo de carriles, se calculan las relaciones v/c. Para simplificar el uso, en las ecuaciones subsecuentes las relaciones v/c se darán con el símbolo X:

$$X_i = v_i/c_i$$

La relación v/c crítica para la intersección entera se basa en la suma de relaciones de flujo V/S, para los grupos de carriles críticos. El Manual dá instrucciones para identificar los grupos de carriles críticos:

$$X_c = \sum_i (V/S)_{ci} \times [C/(C - L)]$$

Donde:

c_i = Capacidad del grupo de carriles i, en veh./h.

S_i = Valor de flujo de saturación del grupo de carril i, calculado en el módulo para flujo de saturación, en veh./hora de luz verde.

g = Tiempo de verde efectivo, en seg.

C = Duración del ciclo, en seg.

$(g/C)_i$ = Relación g/C para el grupo de carriles i.

X_i = Relación v/c para el grupo de carriles i.

X_c = Relación v/c critica para la intersección entera.

$(V/S)_{ci}$= Relación de flujo, V/S, para el grupo de carriles crítico i.

L = Tiempo total perdido por ciclo; calculado como la suma del tiempo perdido en el arranque y en el intervalo de cambio, menos la porción del intervalo de cambio utilizada por los vehículos en cada fase crítica del semáforo.

El módulo para análisis de capacidad da resultados de relaciones v/c para todos los grupos de carriles, dado que el reparto de tiempos de semáforos es conocido. El Manual proporciona procedimientos para obtener reparto de tiempos de semáforo, si no se especifíca como un dato para el análisis. Los cálculos para el reparto de tiempos en semáforos requieren que se definan el tipo de control (de tiempo fijo, semiaccionado y accionado por el tránsito) y el plan de fases. La longitud del ciclo y los tiempos de verde, pueden ser estimados y usados para completar los análisis de capacidad.

Una vez que las relaciones v/c se conocen, se obtiene a través del módulo para nivel de servicio la demora promedio de parada por vehículo en cada grupo de carriles y se acumulan estos valores estimados por acceso y para la intersección entera. La demora se calcula para cada grupo de carriles como sigue:

$$d_1 = \frac{0.38\ C(1 - g/C)^2}{[1 - (g/C)\ (X)]}$$

$$d_2 = 173\ X^2\ [\ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + 16\ X/c}\ ]$$

$$d = [d_1 + d_2]\ PF$$

Donde:

d_1= Demora uniforme a partir de la ecuación de demora de Webster, en seg./veh.

d_2= Incremento de la demora debido a llegadas aleatorias y fallas de ciclos individuales, en seg./veh.

d = Demora total por parada de vehículo, seg./veh.

PF= Factor de sincronización, con base en el tipo de llegada.

C = Longitud del ciclo, en seg.

g = Tiempo de verde para el grupo de carriles, en seg.

X = Relación v/c para el grupo de carriles.

c = Capacidad para el grupo de carriles, en veh./h.

Los valores de demora para grupos de carriles individuales, son acumulados para evaluar accesos y la totalidad de una intersección, tomando promedios ponderados con base en flujos relativos en cada grupo de carriles. Los niveles de servicio se asignan con base en las demoras estimadas.

Se anexan seis hojas de gabinete para auxiliar en los cálculos del análisis operacional - uno para cada módulo y una hoja de gabinete suplementaria para cálculo del factor de vuelta izquierda -. Los usuarios habituales del procedimiento, confiarán en programas de calculadoras programables para realizar muchos de los cálculos y el uso de programas de computadora, como se describe en última sección, serán de gran auxilio.

D) Análisis de Planeación.

El Manual de 1985, contiene una técnica de análisis de planeación para intersecciones, la cual es considerablemente menos compleja que los procedimientos de análisis operacional. No hay factores de ajuste y los detalles de reparto de tiempos de semáforos no se necesitan conocer. Sin embargo, debido a la simplicidad del procedimiento, solo permite un estimado grueso de si la demanda excede o no a la capacidad. No permite manejar demoras ni realizar evaluaciones de nivel de servicio y deberá aplicarse únicamente en análisis generales para intersecciones futuras.

El Capítulo 9, contiene una gran cantidad de información detallada, incluyendo varios apéndices. Los apéndices tratan asuntos relativos a proyecto geométrico, semaforización, mediciones de campo para la demora y valores de flujo de saturación. Este Capítulo deberá estudiarse cuidadosamente antes de ser usado, debido a que los resultados tanto de cálculo como de la interpretación son bastante elaborados.

10. INTERSECCIONES SIN SEMAFOROS.

El Capítulo 10 es otra de las nuevas adiciones del Manual de 1985. Se proporciona una metodología para analizar la capacidad y operaciones de los accesos controlados por señales de **"alto"** o **"ceda el paso"**. también se proporciona información sobre capacidad de intersecciones controladas por señales de **"alto"**, en cuatro accesos.

La metodología básica fue elaborada en Alemania a principios de la década de 1970 y fue traducida por la Organización para el Desarrollo Económico (Organization for Economic Development). El procedimiento no ha sido extensamente validado en los Estados Unidos y no se dispone de datos para su calibración.

El método se basa en un orden de prioridad estricto en la utilización de espacios libres de los accesos controlados por señales de **"alto"** o **"ceda el paso"**:

1. Vueltas derechas desde la calle secundaria.

2. Vueltas izquierdas desde la calle principal.

3. Movimientos de frente desde la calle secundaria.

4. Vueltas izquierdas desde la calle secundaria.

Las vueltas derechas desde la calle secundaria se unen al carril del lado derecho de la calle principal, en los espacios libres. El movimiento es relativamente simple y no impide que otros vehículos traten de usar los mismos espacios.

Las vueltas izquierdas desde la calle principal intentarán utilizar los espacios libres del flujo opuesto de la calle principal. Mientras tanto deberán esperar a que se dé un espacio libre, estando generalmente ubicados a mitad de la intersección, esperando movimientos de baja prioridad y la formación de espacios libres para complementar la maniobra.

Los vehículos que van de frente desde la calle secundaria deberán cruzar el flujo total de la calle principal. Los vehículos que van de frente, impiden el movimiento de vuelta izquierda opuesto de la calle secundaria, dando lugar a un conflicto de trayectorias.

Los vehículos que pretenden dar vuelta izquierda desde la calle secundaria encaran el movimiento más complejo. Los espacios libres deberán ser buscados con premura a través del flujo de la calle principal y deberán evitarse los conflictos con los vehículos que van de frente en el tránsito opuesto.

La prioridad para utilizar espacios libres es importante. Si existen grandes volúmenes de vehículos que desean dar vuelta a la izquierda desde la calle principal, por ejemplo, podrían utilizar muchos de los espacios libres disponibles en los movimientos de baja prioridad, congestionándolos y encarando una situación de capacidad deficiente.

Los cálculos se realizan de acuerdo a la prioridad de movimientos. Por lo tanto, se analizan primero las vueltas derechas desde la calle secundaria, a continuación las vueltas izquierdas de la calle principal, después los movimientos de frente desde la calle secundaria y finalmente las vueltas izquierdas desde la calle secundaria. Esto permite evaluar los impactos de los movimientos de mayor prioridad sobre los movimientos de más baja prioridad.

La capacidad de cada movimiento se obtiene en tres pasos:

1. Se estima la **capacidad potencial**. La capacidad potencial considera que cada movimiento tiene uso de un carril exclusivo y permite utilizar todos los espacios libres de la circulación principal.

2. Se obtiene la **capacidad de movimiento**. La capacidad de movimiento responde por el impacto de la impedancia de los movimientos de alta prioridad sobre los movimientos de baja prioridad.

3. Se obtiene la **capacidad por carril compartido.** La capacidad por carril compartido responde por los carriles compartidos para varios movimientos de la calle secundaria.

La capacidad potencial es el resultado de dos factores: el volumen por tránsito de frente que debe encontrar espacios libres (conflicto de volúmenes) y la magnitud del espacio libre crítico. El espacio libre crítico es la mediana de la magnitud del espacio libre (en segundos) que podría ser aceptada por un vehículo en un movimiento específico. Los volúmenes en conflicto varían, dependiendo del movimiento, con la vuelta derecha de la calle secundaria encarando pocos conflictos y las vueltas izquierdas de la calle secundaria afrontando los mayores.

El espacio libre crítico aumenta su complejidad, cuando aumenta la complejidad de los movimientos, al aumentar la velocidad de la calle principal y al disminuir el ancho de la calle secundaria. Los accesos controlados con señales de **"alto"**, tienen espacios libres críticos ligeramente mayores que los accesos controlados con señales de **"ceda el paso"**, cuando todos los vehículos inician desde una condición de parada o alto.

La Figura 10 muestra las relaciones entre el volumen en conflicto (V_c), espacio libre crítico (T_c) y capacidad potencial (C_p) para cada movimiento.

Observe que los volúmenes en conflicto se calculan con tránsito mezclado, en veh./h, en tanto que la capacidad potencial se expresa en vehículos ligeros equivalentes por hora. Los volúmenes se convierten a vehículos ligeros equivalentes, usando una tabla que toma en cuenta el impacto por pendiente y la composición del tránsito.

La capacidad potencial (C_p) se convierte a capacidad de movimiento (C_m) usando una serie de factores de impedancia. Cada movimiento problemático reducirá su capacidad potencial y cada uno está representado por un factor de impedancia. La Figura 11 ilustra las tres secuencias de impedancia en intersecciones sin semáforos que pueden ocurrir. La Figura relaciona los factores de impedancia (P) con el volumen del movimiento en conflicto (V) y la capacidad potencial (C_p).

La capacidad de carriles compartidos se calcula a partir de la capacidad de movimiento de los diferentes movimientos que comparten un carril. Por ejemplo, en un acceso típico de un carril, los movimientos de vuelta izquierda, de frente y vuelta derecha, son compartidos en el mismo carril. La capacidad en el carril compartido se calcula como una media armónica:

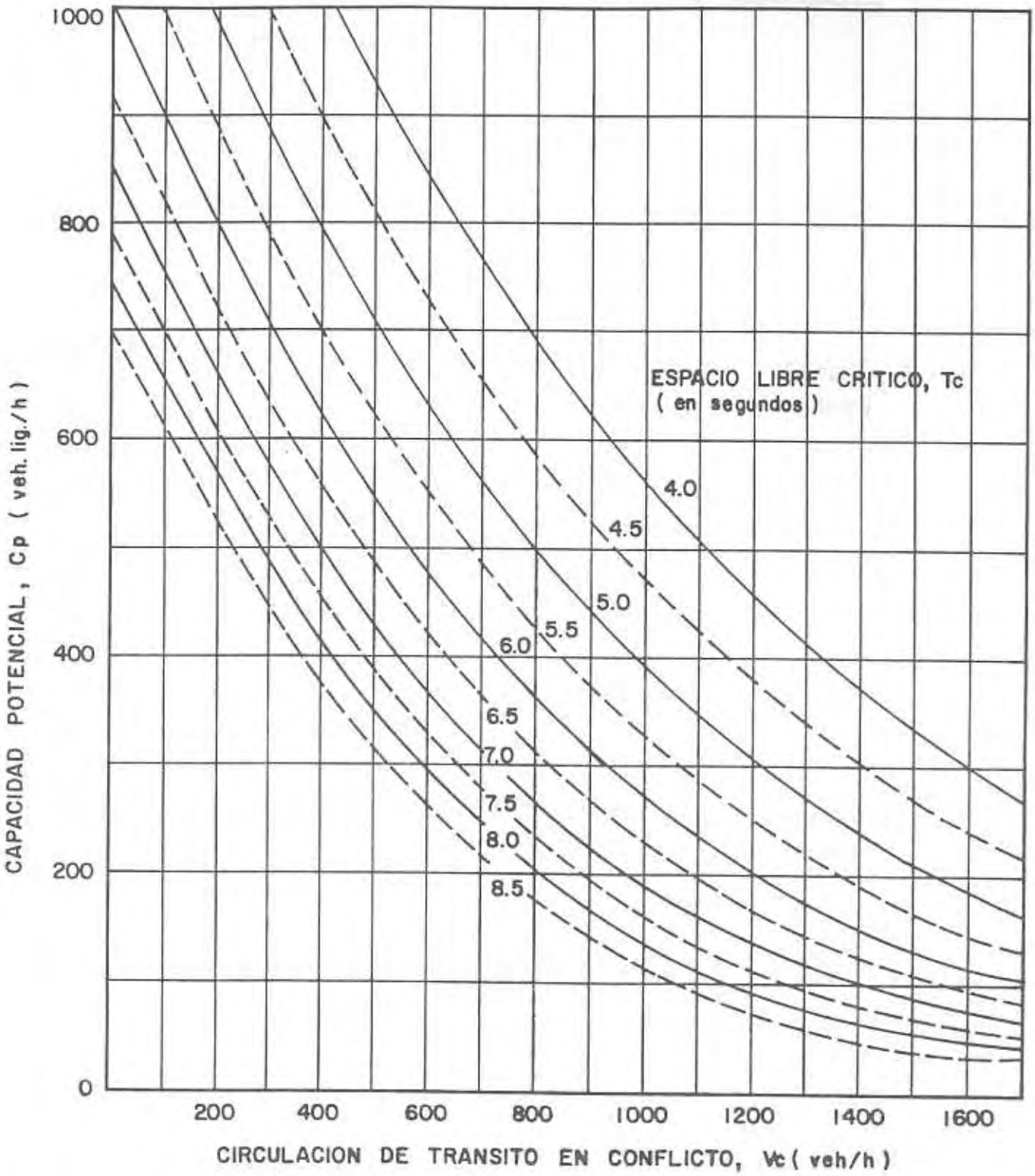
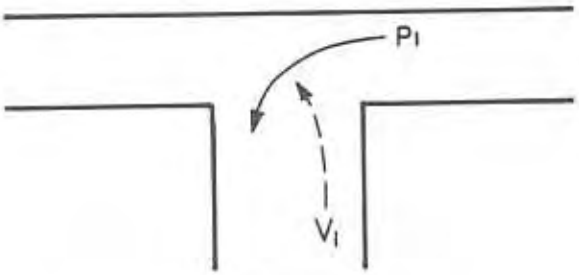


FIGURA 10. CAPACIDAD POTENCIAL EN INTERSECCIONES CON ACCESOS CONTROLADOS POR SEÑALES DE "ALTO" O "CEDA EL PASO".

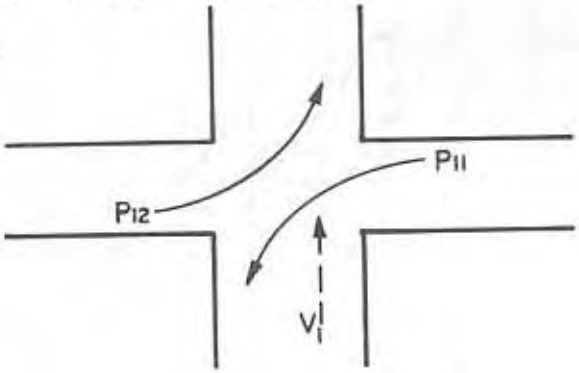
(FUENTE: Figura 10-3, Highway Capacity Manual, TRB SR209, 1985.)

1.- Vuelta izquierda, desde una calle secundaria, en una intersección en T.



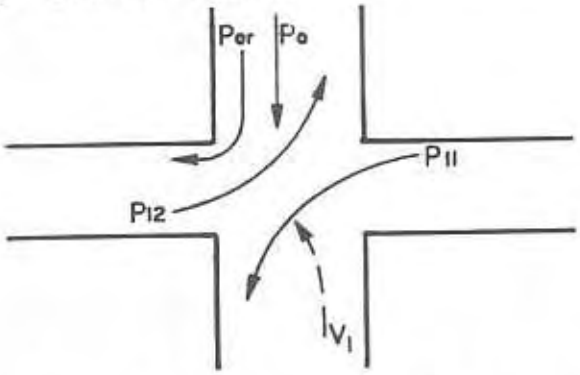
$$C_m = C_p \times P_1$$

2.- Tránsito de frente, desde la calle secundaria, en una intersección de cuatro ramas.



$$C_m = C_p \times P_{11} \times P_{12}$$

3.- Vueltas izquierdas, desde la calle secundaria, en una intersección de cuatro ramas.



$$C_m = C_p \times P_{11} \times P_{12} \times P_o \times P_{or}$$

FIGURA 11. ILUSTRACION DE IMPEDANCIA EN INTERSECCIONES SIN SEMAFOROS.

(FUENTE : Figura 10-4, Highway Capacity Manual, TRB SR209, 1985.)

$$c_{SH} = \frac{v_r + v_t + v_l}{(v_r/c_{mr}) + (v_t/c_{mt}) + (v_l/c_{ml})}$$

Donde:

c_{SH} = Capacidad del carril compartido, en veh.lig./h.

v_i = Volumen para el movimiento i, en veh.lig./h.

c_{mi} = Capacidad para el movimiento i, en veh.lig./h.

i = r, t, l.

r = vuelta derecha.

t = de frente.

l = vuelta izquierda.

El nivel de servicio está relacionado con la "capacidad de reserva", c_r, la que se calcula en función de la capacidad del carril compartido menos el volumen en el carril. Los niveles de servicio se relacionan con la capacidad de reserva como sigue:

NIVEL DE SERVICIO	CAPACIDAD DE RESERVA
A	$\geq$ 400 veh.lig./h
B	$\geq$ 300 veh.lig./h
C	$\geq$ 200 veh.lig./h
D	$\geq$ 100 veh.lig./h
E	$\geq$ 0 veh.lig./h

Se supone que los niveles de servicio están vagamente correlacionados con la demora. Sin embargo, el procedimiento no representa una cuantificación precisa y no pueden ser comparados con los resultados de un análisis con semáforos.

La interpretación de los resultados de un análisis de intersecciones controladas por señales de **"alto"** o **"ceda el paso"**, deberá realizarse cuidadosamente. Los siguientes conceptos deberán ser tomados en cuenta:

1. El procedimiento de análisis considera un patrón de llegadas aleatorias sobre la calle principal. Un apéndice del Capítulo describe e ilustra el impacto de un pelotón sobre la calle principal. Si el acceso sobre la calle lateral está favorablemente localizado, dentro de un sistema de sincronización de semáforos, la capacidad de una intersección controlada por señales de **"alto"** o **"ceda el paso"**, puede ser un 25% mayor que el indicado en el procedimiento. Si está desfavorablemente localizada, dentro de un sistema de sincronización de semáforos, la capacidad será aproximadamente la misma que para flujo aleatorio.

2. El procedimiento considera que el espacio libre crítico permanece constante, esto es, el conductor no seleccionará un espacio libre corto, cuando éste espera uno mayor. La **"falla"** de una intersección sin semáforos, puede no aparecer con largas colas en el acceso controlado por señales de **"alto"** o **"ceda el paso"**, pero la calle lateral aceptará vehículos con espacios libres más cortos, quizá más cortos que los recomendables por seguridad.

3. El procedimiento considera que la circulación de la calle principal nunca es interrumpida por la circulación de la calle secundaria. En casos donde exista congestionamiento en la calle lateral, los vehículos frecuentemente forzan o cruzan el tránsito de la calle principal, causando demoras a los vehículos de la calle principal.

4. La metodología para intersecciones sin semáforos no es de hecho una justificación para instalar semáforos. El nivel de servicio F no es suficiente justificación para instalar un semáforo; pero sí es una razón para investigar si cumple con las normas que justifican la instalación de semáforos. La operación de una intersección sin semáforos puede mejorarse construyendo carriles para vuelta izquierda, aumento de radio de guarniciones, vueltas canalizadas y otras medidas.

11. ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS.

Las arterias urbanas y suburbanas se definen como las vías públicas que tienen semáforos con un espaciamiento menor de 1 500 m. Esta vías se caracterízan por formar flujos en pelotones. La calidad operacional está controlada principalmente por la calidad de la sincronización de los semáforos y es afectada por la operación individual de las intersecciones controladas por semáforos, que operan a lo largo de la arteria.

Las arterias no tienen una capacidad por sí mismas. Los tramos a media calle y sus características, no tienen un efecto medible sobre la capacidad, la cual está controlada por la capacidad de las intersecciones con semáforos a lo largo de la arteria. Por lo tanto, la metodología del Capítulo 11 depende de los análisis de las intersecciones controladas por semáforos y está vinculado a los procedimientos del Capítulo 9. El Capítulo toma los resultados de los análisis de intersecciones y añade una evaluación general de niveles de servicio.

La Figura 12 muestra un diagrama de flujo para el procedimiento de análisis arterial. Obsérvese que el procedimiento permite, a nivel de recomendación, que la recopilación de los datos de campo sea usada como una alternativa para los tiempos de marcha y la obtención de demoras en intersecciones, para ser usados en los procedimientos de cálculo de los Capítulos 9 y 11. Por lo tanto, el análisis puede conducirse sin cálculos o por comparación directa de los datos de campo, con el criterio establecido en el Capítulo.

Una característica significativa de la metodología del Capítulo 11, es el reconocimiento de que las arterias cubren un rango amplio de vías públicas, que sirven a un rango amplio de funciones. La calidad del servicio esperado también varía con el rango de los tipos de arterias. La metodología estratifica las arterias en tres clasificaciones. Las clasificaciones son complejas y están relacionadas a categorías de funcionamiento y de proyecto. La Tabla 12, describe las categorías de funcionamiento y de proyecto, mientras que la Tabla 13, relaciona éstas con la clasificación de arterias.

Una vez que se han clasificado, las arterias se dividen en tramos para el análisis. Un tramo de arteria es una sección de arteria de un solo sentido, compuesta de una serie de cuadras que terminan en una intersección controlada por semáforos. Los tramos adyacentes de arterias pueden estar combinados o formar secciones de arterias más grandes, procurando que los tramos tengan demandas y características similares.

El nivel de servicio está vinculado a la **velocidad promedio de recorrido** de los vehículos que circulan a lo largo del tramo o sección arterial.

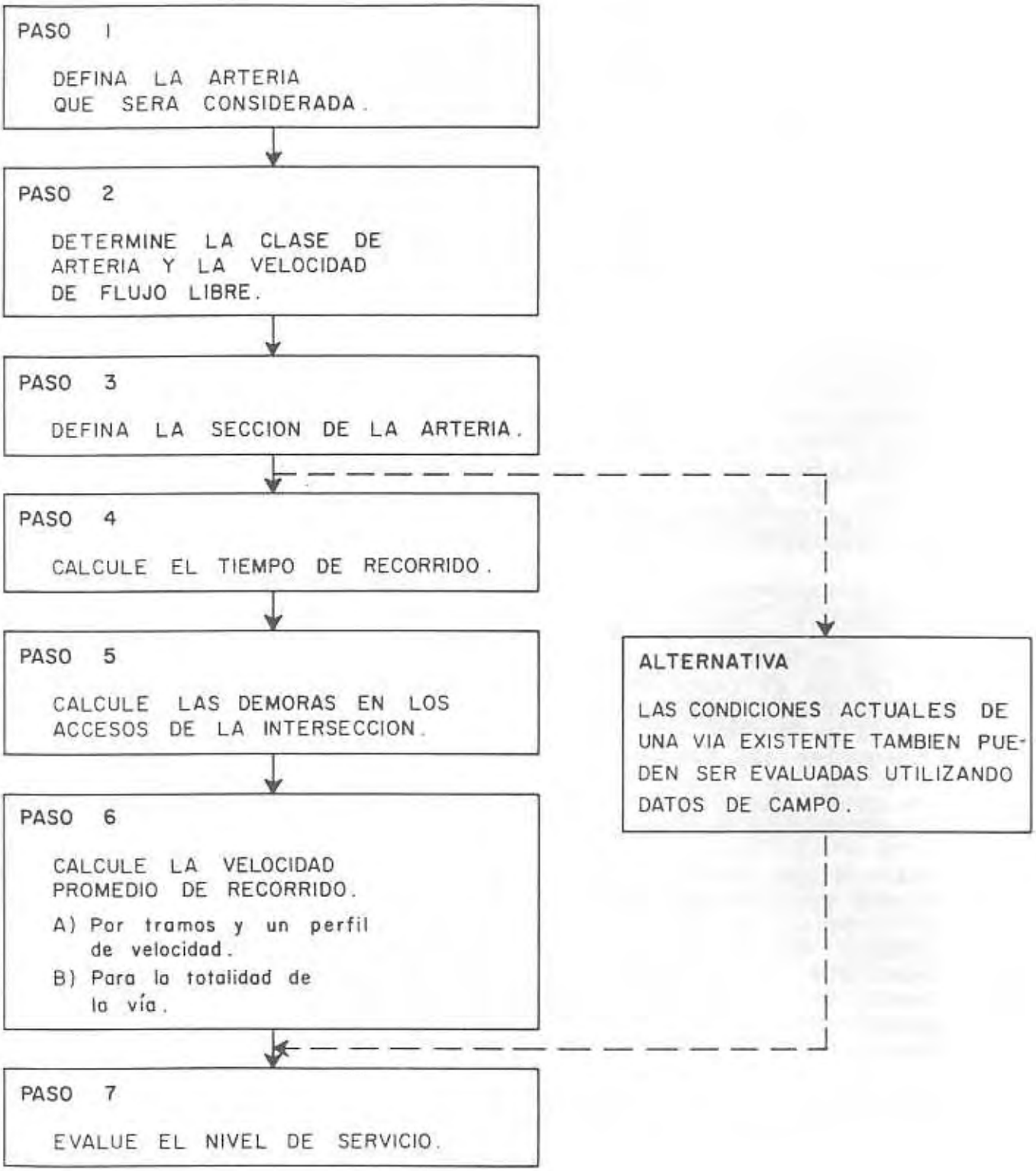


FIGURA 12. DIAGRAMA DE FLUJO PARA PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ARTERIAL.

(FUENTE : Figura 11-2 , Highway Capacity Manual , TRB SR 209 , 1985.)

TABLA 12

CLASIFICACION FUNCIONAL Y DE PROYECTO PARA ARTERIAS

CLASIFICACION FUNCIONAL

CRITERIO	ARTERIAS PRINCIPALES	ARTERIAS SECUNDARIAS
. Función de Movilidad	Muy importantes	Importante
. Función de Acceso	Muy secundaria	Substancial
. Puntos Conectados	Autopistas, centros de actividad importante, generadores principales de tránsito	Arterias principales
. Viajes Predominantemente Servidos	Viajes relativamente largos entre puntos anteriores y viajes que entran, salen y cruzan la ciudad	Viajes de longitud moderada dentro de zonas geográficas relativamente pequeñas

CLASIFICACION DE PROYECTO

CRITERIO	PROYECTO SUBURBANO	INTERMEDIO	PROYECTO URBANO
Control de Acceso	De parcial a casi total	Parcial	Poco o de ningún control
. Tipo Arterial	Dividida y de carriles múltiples; sin dividir o dos carriles con acotamiento	Dividida y de carriles múltiples o no divididas; un sentido; dos carriles	Sin dividir con un sentido; dos sentidos; dos ó más carriles
. Estacionamiento	Sin estacionamiento	Algo de estacionamiento	Estacionamiento permitido
. Carriles Separados de Vuelta Izquierda	Sí	Algunos	No
. Semáforos por Kilómetro	1 a 3	3 a 5	5 a 8
. Límites de Velocidad	65 a 70 km/h	50 a 65 km/h	40 a 55 km/h
. Interferencia Peatonal	Ninguna	Ninguna	Alguna
. Desarrollo Lateral	Densidad baja	Moderado	Densidad alta

(FUENTE: Tabla 11-2, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

T A B L A 13

DEFINICION DE LA CLASIFICACION ARTERIAL

CLASIFICACION DE PROYECTO	CLASIFICACION FUNCIONAL	
	ARTERIA PRINCIPAL	ARTERIA SECUNDARIA
Proyecto y control típicamente suburbano	I	II
Proyecto intermedio	II	III
Proyecto típicamente urbano	III	III

(FUENTE: Tabla 11-3, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Esto se calcula como sigue:

$$\text{ART SPD} = \frac{3\,600\ L}{(RT_m)\ (L) + D_A}$$

Donde:

ART SPD= Velocidad promedio de recorrido para el tramo de arteria, en km/h.

L = Longitud del tramo de arteria, en km.

RT_m = Tiempo de marcha por kilómetro entre semáforos, en seg./km.

D_A = Demora total en el acceso de la intersección, en segundos.

Ha sido calibrada y tabulada una relación que fija tiempo de marcha para tramos de arteria. El tiempo de marcha por kilómetro está relacionado con la clasificación arterial, la longitud promedio del tramo y la **"velocidad de flujo libre"** de la arteria. La velocidad de flujo libre es la velocidad a la que un vehículo podría viajar, cuando los semáforos estuvieran en verde y sin ser inhibido por otros vehículos. Puede ser medida en el campo u obtenerla de valores tentativos que se dan el el Manual de 1985.

La demora total en el acceso de la intersección, se obtiene del análisis operacional de una intersección controlada por semáforos, usando las técnicas del Capítulo 9. La demora total en el acceso, es la de la demora por parada del grupo de carriles que van de frente, para el acceso seleccionado de la arteria, multiplicada por 1.3. Este último factor toma en cuenta las demoras por aceleración y desaceleración adicionales a la demora por parada. Por lo tanto, para una aplicación completa de los procedimientos de cálculo del Capítulo 11, se deberán realizar análisis operacionales individuales de todas las intersecciones controladas por semáforos a lo largo de la arteria.

Una vez obtenida la velocidad promedio de recorrido sobre la arteria, se encuentra el nivel de servicio comparando la velocidad de acuerdo al criterio de la Tabla 14. La Tabla incluye los dos criterios, el criterio de intersección y el criterio de arteria por conveniencia. Observe que el criterio para el nivel de servicio varía para las diferentes clasificaciones de arterias, manifestando diferencias debido a las respuestas de los conductores.

T A B L A 14

NIVELES DE SERVICIO PARA ARTERIAS

NIVELES DE SERVICIO PARA INTERSECCIONES

NIVEL DE SERVICIO	DEMORA POR TIEMPO DE PARADA POR VEHICULO (Seg)
A	≤ 5.0
B	5.1 a 15.0
C	15.1 a 25.0
D	26.1 a 40.0
E	40.1 a 60.0
F	> 60.0

NIVELES DE SERVICIO PARA ARTERIAS

CLASIFICACION DE ARTERIA	I	II	III
RANGO DE VELOCIDADES DE FLUJO LIBRE	70 a 55	55 a 50	55 a 40
VELOCIDAD TIPICA DE FLUJO LIBRE	64 km/h	53 km/h	43 km/h

NIVEL DE SERVICIO	VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (Km/h)		
A	≥ 56	≥ 48	≥ 40
B	≥ 45	≥ 38	≥ 30
C	≥ 35	≥ 29	≥ 21
D	≥ 27	≥ 22	≥ 14
E	≥ 21	≥ 16	≥ 11
F	< 21	< 16	< 11

(FUENTE: Tabla 11-7, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Se deberá observar que los niveles de servicio de las intersecciones y la arteria, no siempre están correlacionados. Por ejemplo, una arteria con un gran número de intersecciones semaforizadas puede operar con niveles de servicio considerablemente malos, en comparación con los de las intersecciones. Esta es una manifestación de los impactos nocivos de semáforos próximos en la arteria.

Igual que en otros procedimientos del Manual de 1985, se incluyen hojas de gabinete para auxiliar al analista a realizar cálculos y concentraciones.

12. TRANSPORTE PUBLICO.

El Manual de 1965 tenía un Capítulo breve que cubría algunos conceptos de capacidad para autobuses. El Manual de 1985 ha incrementado notablemente este material. El Capítulo 12, constituye un **"mini-manual"** sobre capacidad en el transporte público, que cubre un amplio rango de conceptos y temas relativos al autobús, metro, tren ligero y ferrocarril. El enfoque principal del Capítulo se da sobre el transporte público en autobuses. Algunos de los conceptos tratados en el Capítulo son:

1. El concepto de capacidad aplicado a la movilidad de personas.

2. La definición de niveles de servicio para el transporte público.

3. El concepto de capacidad aplicado a vehículos de transporte público.

4. Tiempos de ascenso y descenso en autobuses.

5. Cajones para autobús y capacidad del sistema.

6. Presentación de un criterio de obras para dar prioridad a los autobuses.

7. Impacto de autobuses en el tránsito.

8. Capacidad de trenes y trenes ligeros.

9. Características del transporte público y experiencias de operación.

El concepto de capacidad en el transporte público se ilustra en la Figura 13. El concepto es bidimensional, tiene que ver tanto con el medio ambiente interno del autobús como con el medio ambiente del tránsito en el que está inmerso el autobús. El uso del transporte público, durante los períodos de máxima demanda y el nivel de servicio, caen en el rango donde los autobuses van llenos y sujetos al congestionamiento del tránsito. El criterio general para autobuses locales en calles urbanas, se resume en la Tabla 15 de acuerdo a las dos dimensiones.

La capacidad de cajones para autobús se obtiene de tablas con base en tiempos de ascenso y descenso de pasajeros, los que son utilizados para estimar los tiempos de permanencia de los autobuses. El intervalo entre autobuses, el efecto de los semáforos y los factores de eficiencia son añadidos, permitiendo un estimado razonable de cuántos autobuses por hora pueden ser utilizados por un solo cajón. La Tabla 16, muestra el criterio general utilizado para este asunto.

Los cajones en línea múltiple no son 100% eficientes debido a las colas que se forman cuando varios autobuses quieren ocuparlos en forma simultánea. Por ejemplo, dos líneas de cajones son equivalentes a 1.85 cajones separados y cinco líneas de cajones son únicamente equivalentes a 3.75 cajones separados.

El tema de tratamiento prioritario con autobuses, se cubre con algún detalle. Un resumen, útil para orientar sobre varios tipos de tratamientos prioritarios, está contenido en la Tabla 17.

El Capítulo de "Transporte Público" cubre un amplio rango de temas sobre capacidad de transporte público y operación, con más de 40 tablas e ilustraciones, numerosos ejemplos de cálculo, 24 relaciones analíticas y más de 40 referencias para los usuarios interesados que deseen profundizar en el tema.

Las ilustraciones que se incluyen en este resumen, son ejemplo de la minuciosidad con la cual es tratado el tema en el Manual de 1985.

13. PEATONES.

El análisis de capacidad para peatones es un tema de estudio relativamente nuevo. El "Proyecto para Peatones" (Design for Pedestrians) del Dr. John Fruin, fue el primer trabajo importante sobre el tema y fue publicado a principios de la década de 1970. seguido por el trabajo de Pushkarer y Zupan que mejoró la situación que guardaba este tema.

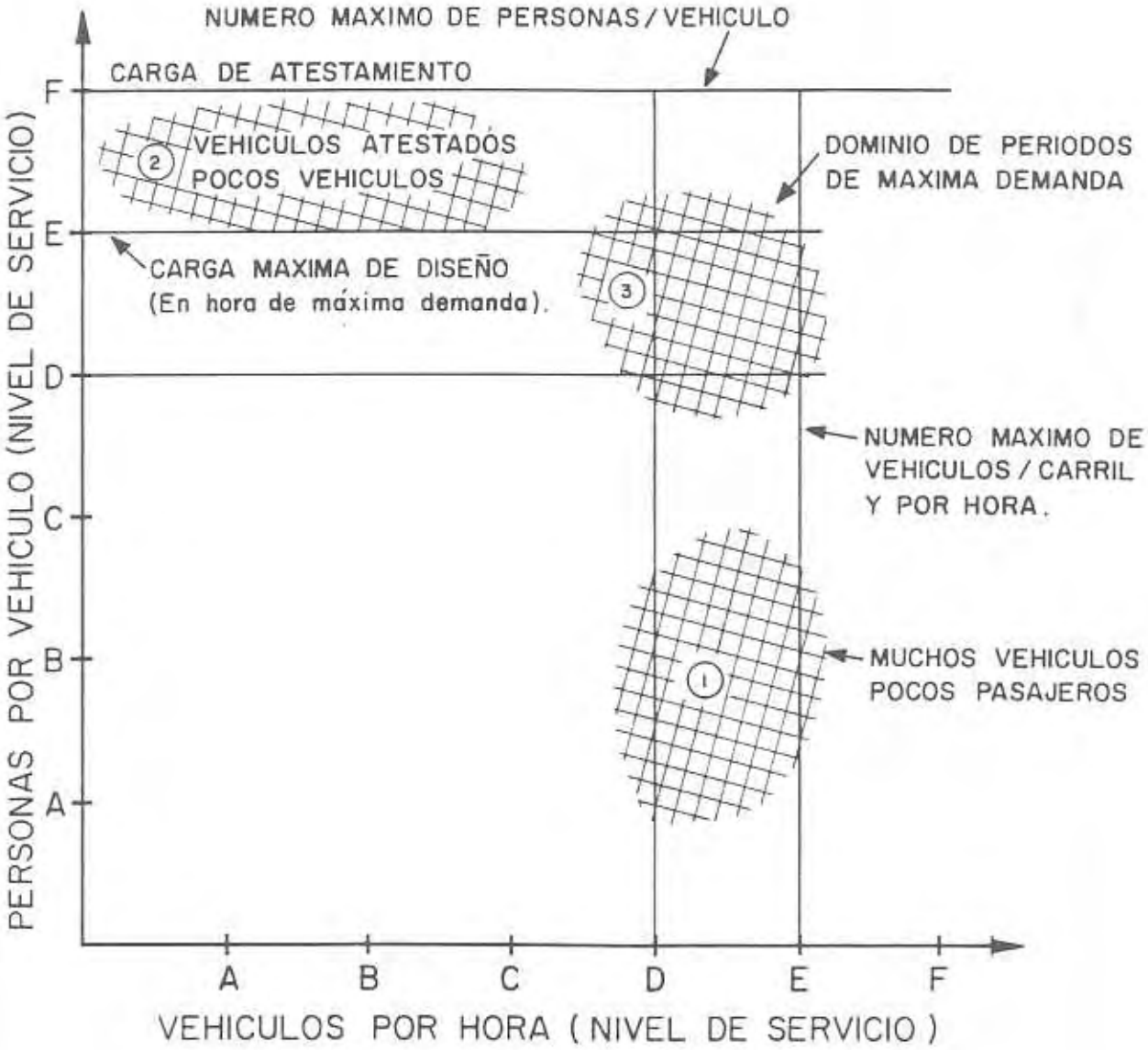


FIGURA 13. EL CONCEPTO DE NIVEL DE SERVICIO EN EL TRANSPORTE PUBLICO.

(FUENTE : Figura 12-2 , Highway Capacity Manual , TRB SR209 , 1985.)

T A B L A 15

NIVELES DE SERVICIO PARA AUTOBUSES DE TRANSPORTE PUBLICO LOCAL

NIVEL DE SERVICIO (CALLE)	AUTOBUSES/ PASAJEROS/ASIENTO	N I V E L D E S E R V I C I O (PASAJEROS)				
		A 0.00-0.50	B 0.51-0.75	C 0.76-1.00	D 1.01-1.25	E 1.26-1.50
CALLES ARTERIALES						
A	25 ó menos	625	940	1250	1560	1875
B	26 a 45	1125	1690	2250	2810	3375
C	46 a 80	2000	3000	4000	5000	6000
D	81 a 105	2625	3940	5250	6560	7875
E	106 a 135	3375	5060	6750	8440	10125
CALLES DE ZONA CENTRAL						
A	20 ó menos	500	750	1000	1250	1500
B	21 a 40	1000	1500	2000	2500	3000
C	41 a 60	1500	2250	3000	3750	4500
D	61 a 80	2000	3000	4000	5000	6000
E	81 a 100	2500	3750	5000	6250	7500

NOTA: El rango que se indica en cada nivel de servicio (pasajeros) está en "pasajeros por asiento" en un autobús - promedio. Por tanto 1.00 significa 50 pasajeros para los 50 asientos considerados.
Los valores podrían ser 6% más altos para un autobús de 53 asientos.
Los valores para autobuses articulados podrían ser 15 ó 20% mayores.

(FUENTE: Tabla 12-12, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

T A B L A 16

CAPACIDAD DE UN CAJON PARA AUTOBUSES (AUTOBUSES/HORA)

TIEMPO DE PERMANENCIA POR ASCENSO Y/O DESCENSO (Seg)	I N T E R V A L O (Seg) t_c			
	10		15	
	g/C 0.5	g/C 1.0	g/C 0.5	g/C 1.0
15	86	120	67	100
30	60	75	50	67
45	46	54	40	50
60[a]	38	42	33	40
75	32	35	28	33
90	28	30	25	28
105	24	26	22	25
120	22	23	20	22
150	18	18	17	18
180[b]	15	16	14	16

a) Paradas típicas en zonas centrales. Hora de máxima demanda de la tarde.

b) Parada máxima en zonas centrales. Hora de máxima demanda de la tarde.

FUENTE: Calculada con la ecuación 12-10. Considerando R = 0.833

(FUENTE: Tabla 12-16, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

TABLA 17

RECOMENDACIONES EN LA PLANEACION DE OBRAS PARA DAR PRIORIDAD A LOS AUTOBUSES

TIPO DE OBRA	CON APLICACION GENERAL A: AUTOBUS DE SERVICIO LOCAL	AUTOBUS DE SERVICIO RAPIDO O EXPRESS	PERIODO DE PLANEACION EN AÑOS	CONDICIONES PARA EL AÑO DE PROYECTO: VOLUMENES DE AUTOBUSES EN HORAS DE MAXIMA DEMANDA EN UN SENTIDO (RANGO MINIMO)	VOLUMENES DE PASAJEROS EN HORAS DE MAXIMA DEMANDA EN UN SENTIDO (RANGO MINIMO)	FACTORES RELACIONADOS CON EL USO DE SUELO Y TRANSPORTE
AUTOPISTAS						
Calzadas para autobuses con derecho de vía exclusivo	X	X	10 a 20	40 a 60	1600 a 2400	Población urbana, 750 000; con [illegible] la zona central comercial 50 0[illegible] nas, 1'860 500 m² de superfici[illegible] Central, corredor congestionado; [illegible] de autobuses 0.5 min/km ó más.
. Calzada para autobuses dentro del derecho de vía de una autopista		X	10 a 20	40 a 60	1600 a 2400	Autopistas en corredor congestionado en horas de máxima demanda; ahorro 0.5 min/km ó más.
. Calzada para autobuses dentro del derecho de vía del ferrocarril	X	X	5 a 10	40 a 60	1600 a 2400	No está bien localizada en relación al área servida. Se requiere estación.
. Carriles para autobús en autopistas, flujo normal.		X	5	60 a 90	2400 a 3600	Aplicable corriente arriba antes del carril en pendiente. El tiempo de ahorro del autobús deberá exceder otras demoras viales. Se obtiene normalmente abriendo otro carril. Los autobuses ahorran 0.5 min/km ó más.
. Carriles de contrasentido para autobuses en autopistas		X	5	40 a 60	1600 a 2400	Autopistas de 6 ó más carriles. Volumenes no balanceados en el tránsito permiten un nivel de servicio D en tránsito fuera de la hora máxima. Los autobuses ahorran 0.5 min/km.
. Carril de Libramiento de cuota		X	5	20 a 30	800 a 1200	Reserva adecuada en el acceso para la Caseta de Cuota.
. Rampa de acceso, exclusiva para autobús con carril de autopista no reservado o carril de arteria	X	X	5	10 a 15	400 a 600	
. Carril con libramiento en una rampa de autopista		X	5	10 a 15	400 a 600	Calle para ruta alterna disponible para repartir el tránsito. Los autobuses express saldrán de la autopista para paradas intermedias.
. Parada de autobús a lo largo de la autopista		X	5	5 a 10	50 a 100[a]	Generalmente utilizan calles a nivel conjuntamente con las rampas de repartición.
ARTERIAS						
. Calle con autobuses	X	X	5 a 10	20 a 30	800 a 1200	Frente orientado comercialmente.
. Calles principales con carriles de autobuses aledaños a la guarnición, en zonas centrales de la ciudad	X		5	20 a 30	800 a 1200	Frente orientado comercialmente.

a) Ascenso y descenso de pasajeros en la hora de máxima demanda.

(FUENTE: Tabla 12-29, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

El Capítulo 13 es nuevo para el Manual de 1985. El Capítulo contiene las características básicas del peatón y el análisis de aceras peatonales, cruces y tratamiento de esquinas. Las características de los peatones tienen analogía con las del flujo vehicular. La Figura 14, muestra las relaciones entre **flujo de peatones** (peatones/metro/minuto) y **área** (m^2/peatón), esto último, es la inversa de la **densidad**.

De esto y otras relaciones, la capacidad en aceras fue establecida como 82 peatones/metro/minuto lo que ocurre cuando el área es aproximadamente 0.56 m^2/peatón y velocidad de caminata de 45.7 metros/minuto.

El análisis de banquetas es relativamente simple. El análisis de peatones se basa en el recuento de peatones en períodos de máxima demanda de 15 minutos. El valor de flujo en aceras se calcula con la siguiente expresión:

$$v = V_{15}/15\ W_E$$

Donde:

v = Valor de flujo peatonal, en peat./m/min.

V_{15} = Volumen peatonal, en peat./15 min.

W_E = Anchura efectiva de la acera, en m.

El Manual da una orientación para determinar el ancho efectivo de aceras. La porción no usada de una acera deberá deducirse del ancho total. Esto incluye áreas perdidas junto a guarniciones y edificaciones, áreas bloqueadas por varios objetos del mobiliario urbano y áreas bloqueadas por colas de compradores y otras colas de peatones.

Los peatones, igual que los vehículos, viajan en pelotones. Una relación, que ha sido calibrada y que permite estimar valores de flujo peatonal dentro de pelotones, es:

$$v_p = V + 13.12$$

Donde:

v_p = Valor de flujo en peat./m/min dentro de los pelotones.

El nivel de servicio para peatones se determina comparando los flujos del criterio que muestra en la Tabla 18. El nivel de servicio se define en términos de área para peatones (m^2/peatón), el cual está relacionado con el flujo que puede ser acomodado.

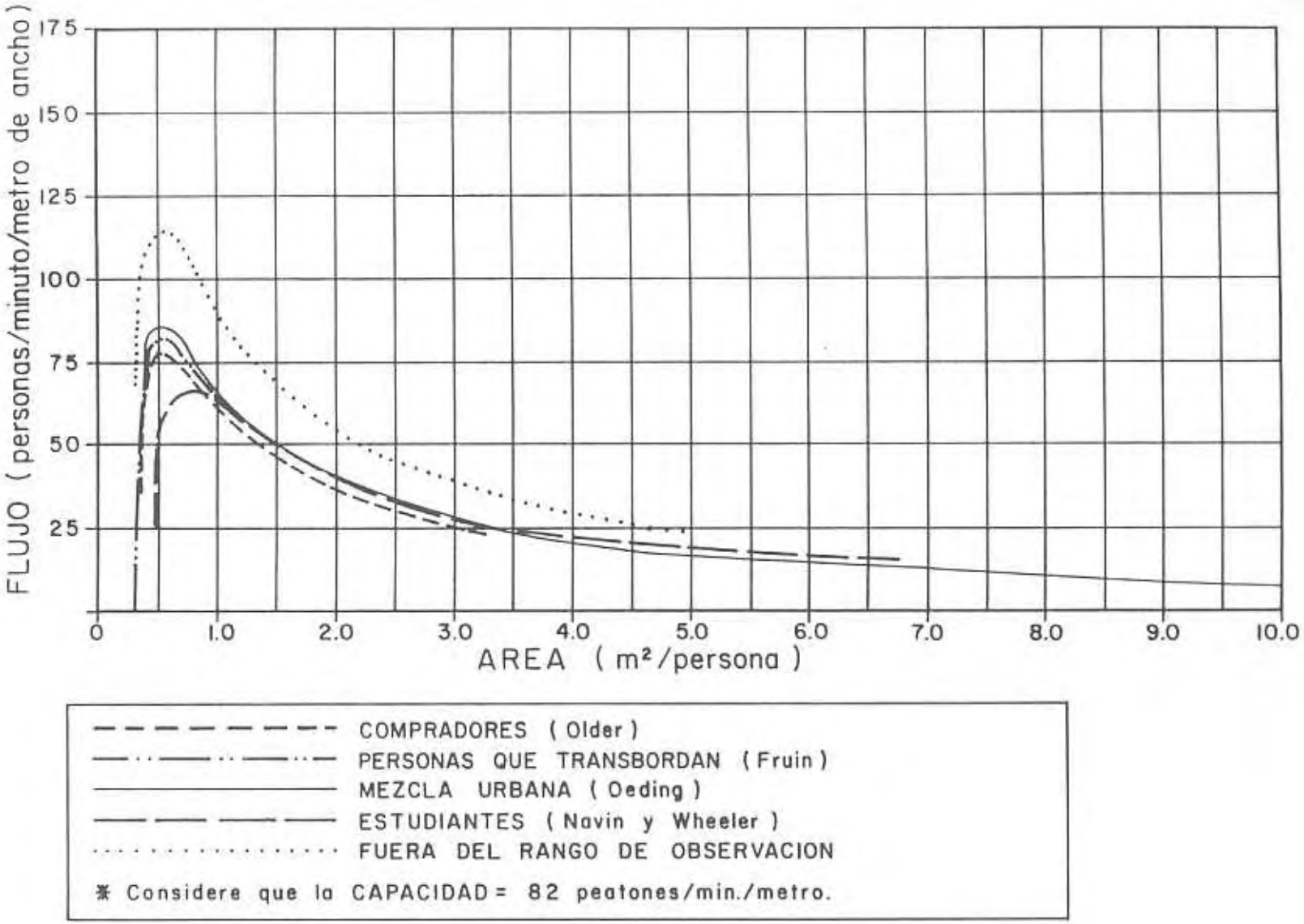


FIGURA 14. FLUJO PEATONAL VS. AREA

(FUENTE : Figura 13-2, Highway Capacity Manual, TRB SR209, 1985.)

T A B L A 18

NIVEL DE SERVICIO PARA PEATONES EN ACERAS *

NIVEL DE SERVICIO	A R E A (M2/PEATON)	VELOCIDADES Y FLUJOS ESPERADOS		
		VELOCIDAD PROMEDIO, S (M/MIN)	VALOR DE FLUJO, V (PEATONES/MIN/M.)	RELACION VOL/CAP. v/c
A	≥ 12.09	≥ 79	≤ 1	≤ 0.08
B	≥ 3.72	≥ 76	≤ 2	≤ 0.28
C	≥ 2.23	≥ 73	≤ 3	≤ 0.40
D	≥ 1.40	≥ 67	≤ 5	≤ 0.60
E	≥ 0.56	≥ 46	≤ 8	≤ 1.00
F	< 0.56	< 46	- variable	-

* Condiciones promedio para 15 minutos.

(FUENTE: Tabla 13-3, Highway Capacity Manual, TRB SR 209, 1985)

Las técnicas para análisis de cruce y para las esquinas de aceras, son poco más complicadas. Tanto el cruce de peatones como las esquinas, están sujetos a flujos intermitentes debido a los tiempos de los semáforos. La metodología trata, tanto los cruces peatonales como las esquinas, como un problema de utilización de espacio-tiempo. En esencia, los procedimientos de cálculo estiman la cantidad de espacio-tiempo necesario para acomodar flujos durante un solo ciclo de semáforos y comparan esto con la cantidad de espacio-tiempo disponible. Los resultados de los cálculos se dan en m^2/peatón disponibles en la acera o en la esquina de la calle, lo cual es comparado con el criterio de la Tabla 18.

Igual que en los otros capítulos, se incluyen hojas de gabinete y ejemplos de cálculo, para auxiliar al usuario.

14. BICICLETAS.

El Manual de 1985, contiene un Capítulo breve sobre bicicletas. El nivel de conocimiento en relación a la capacidad para bicicletas es poco y el Capítulo solo contiene algunas páginas, sirve más para hacer destacar que se requieren más estudios que permitan definir procedimientos para análisis. El Capítulo contiene recomendaciones para convertir bicicletas a vehículos ligeros por medio de equivalencias, que pueden ser utilizadas para el análisis de diferentes tipos de vialidades. Se incluyen algunas orientaciones para capacidades de ciclopistas.

Programas para Computadoras del Manual de Capacidad Vial de 1985.

Bajo el patrocinio de la Federal Highway Administration (FHWA), han sido preparados programas de las metodologías contenidas en el MCV 1985 para microcomputadoras Marca Apple IIe e IBM-PC (y para todos los equipos compatibles). Con los avances de la tecnología de microcomputadoras y su amplia disponibilidad, es probable que la gran mayoría de los análisis de capacidad vial sean manejados utilizando estos programas.

Las características principales de estos programas se describen a continuación:

1. Todos los programas se usan en forma simple y accesible y existen relaciones para poderlos manejar. Los programas agrupados permiten al usuario identificar el procedimiento específico que desee usarse en segundos. Frecuentemente se utilizan pantallas de televisión para guiar al usuario a través de los programas y recordar al usuario los conceptos de capacidad clave y definiciones relacionadas con los procedimientos.

2. Los programas elaboran tablas y gráficas con base en los datos recopilados. Sin embargo, todos los programas permiten al usuario anular valores tabulares o gráficos, para incorporar datos estadísticos calibrados localmente. Esto se aplica a cantidades básicas tales como capacidad por carril y valores de flujo de saturación, así como a varios factores de ajuste usados en todo el Manual. Indicaciones especiales marcan dónde han sido usados valores calibrados localmente.

3. Los programas contienen numerosas indicaciones de advertencia cuando se han incluido datos inapropiados y/o donde los límites de calibración de un procedimiento han sido excedidos. En algunos casos, esto produce el aborto de los cálculos, pidiendo que sea introducido un valor apropiado; en otros casos, los cálculos continúan y se incluyen mensajes preventivos al dar los resultados.

4. Los programas permiten varias opciones. Los cálculos pueden realizarse bajo diversas secuencias dependiendo de las variables conocidas como datos y de las variables que serán determinadas. En general, todas las opciones para un procedimiento dado son obtenidas a través de la misma secuencia de datos. Las variables sin datos serán obtenidas con base en otros datos. Los mensajes preventivos indicarán datos insuficientes y la pantalla es un auxilio en la obtención apropiada de datos.

5. En general, los procedimientos para análisis de diseño y operacionales para el MCV 1985, están programados para soluciones en microcomputadora. Los procedimientos de planeación (procedimientos rápidos) son triviales desde el punto de vista computacional y por esta razón no se incluyen en la programación.

6. El programa para análisis operacional (procedimiento muy detallado) para intersecciones controladas por semáforos, amplía la técnica del Manual de 1985 en ciertos casos. El Manual recomienda una solución iterativa para las fases de vuelta izquierda protegida y permitida. Debido a la gran complejidad de la iteración, el Manual no es claro en el procedimiento más allá de la primera iteración. Asimismo, los ejemplos de cálculo no dan soluciones más allá de la primera iteración. Los

programas de computadora han sido diseñados para realizar iteraciones múltiples, involucradas en la asignación de la demanda por vueltas izquierdas, para porciones en la fase protegida o permitida. Una vez que esto ha sido realizado, las demoras pueden estimarse en forma separada para las porciones de la fase protegida y permitida y se toma para la demora del grupo de carriles un promedio ponderado. Este es un ejemplo de las facilidades de cómputo para microcomputadoras, que permiten actualmente una solución más precisa de un caso de capacidad complejo.

El uso de microcomputadoras para obtener muchos, si no es que la mayoría, de los cálculos de capacidad vial es a su vez una gran ventaja y un problema potencial. El propósito de la programación no es permitir a los técnicos sustituir el conocimiento y entendimiento de los análisis de capacidad, para realizar la mayoría del trabajo. Más que eso, es para liberar al ingeniero de los arduos cálculos que tienen lugar durante el proceso. El tiempo liberado le permitirá participar en forma creativa en escoger opciones de solución a problemas de tránsito que deban ser analizados.

Dedicando el tiempo necesario de microcomputadora, el ingeniero estará en libertad de investigar un amplio rango de opciones de lo que antes era imposible. La programación es una herramienta para el ingeniero y no un mecanismo para que los técnicos realicen análisis de ingeniería.

RESUMEN Y OBSERVACIONES FINALES.

El Manual de 1985 es un paso adelante de avance importante hacia el estado que guarda el análisis de proyectos y operación del tránsito en vías públicas. Como todos los manuales, el MCV no es un prontuario que proporciona soluciones a los problemas. Es un medio que permite evaluar alternativas de solución a problemas de tránsito, soluciones que aún así (y casi siempre), requieren de la experiencia y creatividad del profesional de la ingeniería.

En el futuro, el MCV estará sujeto a actualizaciones periódicas sobre una base de capítulo por capítulo y aún a página por página. Las nuevas investigaciones que vendrán en los siguientes años, se espera que permitan un mejor entendimiento de temas tan variados como el flujo en carreteras de carriles múltiples, interacciones de vuelta izquierda permitida en intersecciones controladas por semáforos. El profesional no tendrá que esperar a que aparezca una cuarta edición revisada en su totalidad, sino que podrá utilizar los resultados de esas investigaciones tan

pronto se encuentren disponibles para ser incluidas en el MCV.

Los análisis de capacidad vial continuarán un proceso evolutivo que cambia para reflejar los avances en el manejo, en los vehículos y características viales. Por lo que continuará siendo una ciencia imprecisa, ya que debe tomarse en cuenta que el fenómeno está matizado por la incertidumbre y complejidad del comportamiento humano. Con el Manual de 1985, el ingeniero podrá hacer algunos análisis que nunca había podido realizar y mejorando todos los análisis anteriores.

Secretaría de
Comunicaciones
y Transportes

Lic. Emilio Gamboa Patrón
Secretario

Instituto
Mexicano del
Transporte

Ing. Luis E. Bracamontes
Director General

Sanfandila, Querétaro
Apartado Postal No. 1098
Tel. 16.97.77 Fax 16.96.71
Lada 91.42