

Capacidad de Caminos

El presente Trabajo constituye una traducción y adaptación a nuestro medio de algunos capítulos de la publicación “HIGHWAY CAPACITY MANUAL” editada por el TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, de los EE.UU. en el año 2000, cuyos temas son desarrollados en la asignatura “Diseño y Operación de Caminos”.

En el mismo se han intercalado párrafos pertenecientes a otras publicaciones del autor, efectuándose además la conversión al sistema métrico decimal de las tablas, ábacos y fórmulas contenidas en la publicación mencionada.

Con esta publicación se cumple con el propósito de poner al alcance de los alumnos de la asignatura “Diseño y Operación de Caminos” las últimas técnicas aplicadas al proyecto de caminos, que se tratan en la misma.

Ing. ARMANDO GARCIA BALDIZZONE
Profesor Titular Consulto

CAPÍTULO 1

CONCEPTOS Y APLICACIONES

1.1.- INTRODUCCIÓN.

Toda obra vial se proyecta y construye para satisfacer distintas necesidades, entre las cuales se encuentra la de servir al tránsito que por ella circulará, proporcionándole viajes cómodos, rápidos y seguros.

Consecuentemente con lo mencionado, el ingeniero que está proyectando un camino deberá tomar en cuenta y satisfacer los deseos de los usuarios mediante un diseño adecuado para ello y cuyo costo sea el menor posible.

Por lo tanto el ingeniero proyectista, cuyo problema es el determinar que tipo de camino debe diseñar, o la mejora a introducir al que está en servicio, no sólo deberá conocer el número de vehículos que circulará por ese camino, sino también deberá tener un adecuado conocimiento acerca sus condiciones de circulación que se producirán ante determinadas características, tanto del camino en si, como del volumen vehicular que por él circule.

El determinar que tipo de camino debe proyectarse requiere conocer tanto la aptitud que tienen las calles y caminos de todo tipo para dar cabida a distintos volúmenes de tránsito y a los máximos volúmenes que por ellos pueden circular. También es necesario conocer una variedad de condiciones de operación, de los vehículos, las cuales dependerán tanto de las características geométricas del camino en sí, como de la composición y volumen del tránsito que, en determinado momento, circule por él.

De esas distintas condiciones de operación, que reflejarán la mayor o menor comodidad que el usuario experimentará en el camino, el proyectista deberá seleccionar una, para diseñar aquel.

Como puede apreciarse, de todo este planteo, la aptitud para dar cabida al tránsito vehicular y lograr un adecuado grado de comodidad para los usuarios, es sin lugar a dudas, la primera consideración que debe tenerse en cuenta en todos los procesos de planificación y diseño de caminos.

Sin que constituya la correcta definición, la cual se verá más adelante, puede decirse que la capacidad de un camino, cualquiera sea la categoría de este último, refleja su aptitud para dar cabida al volumen de tránsito, tanto vehicular como peatonal. Pudiendo decirse, también, que es una medida de la oferta de ese camino.

La aplicación de esa aptitud de cada camino, requiere tener un conocimiento general del comportamiento del tránsito como así también del número máximo de vehículos que puede circular por distintos tipos de caminos para lograr determinadas condiciones de operación.

De acuerdo con lo visto, la capacidad de un camino resulta ser el elemento fundamental para lograr un adecuado diseño geométrico de este y por ello, se hace necesario disponer de un método práctico y racional para poder determinarla y de esa forma obtener una utilización económica y funcional no sólo del camino que se está proyectando, sino también de todo el sistema vial.

Partiendo de datos recogidos en el terreno, basados en estudios efectuados acerca de la velocidad y del espaciamiento entre los vehículos, así como de las relaciones: volumen - velocidad - densidad, que fueron llevados a cabo en distintos caminos de los EE. UU., el ingeniero Olav K. Norman, de la Oficina Federal de Caminos de ese país, elaboró el primer Manual de Capacidad de Caminos, el cual fue publicado en 1.950 por la mencionada institución.

En ese primer Manual se daban tres definiciones de capacidad, de acuerdo a una serie de condiciones establecidas en cada una de ellas. Si bien esas definiciones fueron dejadas de lado en las ediciones subsiguientes del Manual, ellas merecen ser mencionadas dado su carácter histórico.

Esas tres definiciones son:

- **Capacidad Básica:** Es el número máximo de automóviles que pueden pasar por un carril en un sentido de circulación o en ambos sentidos, si es un camino de dos carriles, en dado período de tiempo, bajo las condiciones de referencia de tránsito y calzada
- **Capacidad Posible:** Es el número de vehículos que pueden pasar por un punto dado de un carril o camino durante una hora bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y de calzada.
- **Capacidad Práctica:** Es el número de vehículos que pueden pasar por un punto dado de un carril o camino durante una hora bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y

calzada, sin que se produjeran restricciones al tránsito que causaran molestias a los conductores.

La amplia difusión y aplicación de esa primera edición del Manual de Capacidad indujo a los especialistas, incluyendo al propio Ing. Norman, a buscar procedimientos que lograran su perfeccionamiento pues surgieron, a través del tiempo y de su uso, una serie de inconvenientes, no esperados, sobre todo cuando con la aplicación de las definiciones ya mencionadas, se llegaba a valores de capacidad práctica que, siendo adecuados para caminos de un mismo tipo, producían condiciones de operación nada deseables en algunos de ellos y satisfactorias en otros.

Después de varios años de continuas investigaciones, aparece en 1.965 la segunda edición del Manual de Capacidad, a la cual le siguen tres más: 1.985, 1.994, la cual fue actualizada, en algunos de sus capítulos, a fines de 1987 y, por último, la quinta edición en el año 2.000.

A partir de la segunda edición se utiliza una única definición de capacidad, bastante parecida a la de capacidad posible ya vista y se introduce, además, un nuevo concepto, el del Nivel de Servicio, que permite acotar esa vaga idea de “sin que se produzcan restricciones al tránsito que causaran molestias a los conductores”, que aparece en la definición de capacidad práctica.

Al emplearse este nuevo concepto de Nivel de Servicio y su derivado el “Volumen de Servicio”, el proyectista dispone de una serie de condiciones de operación bien definidas, entre las cuales puede seleccionar la que considere más adecuada para el camino que está proyectando.

El nivel de servicio de un camino es una medida de la calidad del flujo, o bien, expresado de otra manera, es una medida de la comodidad experimentada por los usuarios que circulan por ese camino.

Los valores obtenidos como resultado de los procedimientos de cálculo de la capacidad y del nivel de servicio son necesarios para la toma de decisiones y acciones, tanto en la ingeniería vial como en la de tránsito, así como en la planificación del transporte.

El análisis de la capacidad está dirigido a dar respuesta a una serie de preguntas tales como:

- ¿Cuál es la calidad del servicio ofrecido por un camino existente durante los períodos de hora pico y que incremento del volumen de tránsito puede tolerar?

- ¿Qué tipos de caminos son necesarios para acomodar un dado volumen de tránsito o de peatones?
- ¿Qué configuración de los carriles es necesaria para distintos valores del tránsito medio diario en autopistas o en caminos arteriales?
- ¿Cuál es el diseño de caminos o calles, y por lo tanto su capacidad, necesario para servir a un desarrollo territorial planificado?
- ¿Cuántas unidades del transporte público de pasajeros son necesarios para dar servicio al máximo flujo direccional de pasajeros, en el punto de máxima carga y si esos vehículos pueden pasar a través de cualquier otro punto de características más restrictivas que el considerado?
- ¿Cuál debe ser el ancho de la senda peatonal y de la vereda de una calle o avenida con una alta actividad peatonal y si será suficiente el espacio de espera en la esquina de una calle o de una intersección semaforizada?

Existen cuatro actividades importantes de la ingeniería vial y de tránsito cuyos resultados dependen del análisis de la capacidad y del nivel de servicio:

1. Cuando se está planificando nuevos caminos o el ensanche de los existentes, debe determinarse sus dimensiones en términos de ancho y número de carriles.
2. Cuando se proyecta mejorar caminos existentes, ya sea mediante su ensanche o introduciendo modificaciones en las condiciones de circulación vehicular, deben fijarse sus nuevas condiciones de operación y nivel de servicio.
3. Cuando se planifican nuevos emprendimientos urbanos o rurales, es necesario realizar un análisis de capacidad y niveles de servicio a los efectos de identificar los cambios necesarios a introducir en los caminos y en la operación vehicular y para definir las responsabilidades de los costos.
4. Los estudios de las condiciones de operación y de los niveles de servicio, proveen valores básicos para la determinación de los cambios en el costo de los usuarios del camino, consumo de combustible, emisiones contaminantes y del ruido.

Para concluir con esta introducción, se hace necesario destacar que en lo que sigue de este apunte solo se desarrollarán aquellos capítulos del Manual de Capacidad de Caminos, cuyos temas son tratados en el desarrollo de la asignatura Diseño y Operación

de Caminos”, debiendo destacarse además que no se trata de una simple traducción literal de esos capítulos, sino que se ha procurado adecuar la misma a nuestra terminología y hacer más entendible la problemática de la capacidad de caminos a los alumnos que cursan la materia y que por primera vez en su carrera se encuentran con este tema.

Además cabe destacar que en el desarrollo de estos apuntes se ha mantenido la simbología empleada por el Manual de Capacidad de Caminos.

1.2.- OBJETIVOS DEL MANUAL.

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

La intención del Manual es la de proveer una base sistemática y consistente para el establecimiento de los valores estimados de la capacidad y de los niveles de servicio del sistema de transporte terrestre.

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

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

1.3.- ALCANCES DEL MANUAL.

El Manual presenta los métodos de análisis de la capacidad y de los niveles de servicio para un amplio número de elementos del sistema de transporte terrestre. Además

proporciona los procedimientos para analizar en forma individual calles y caminos, sistema de transporte público, como así también para aquellas facilidades destinadas a la circulación de peatones y ciclistas.

El Manual clasifica a los distintos tipos de caminos en dos categorías o tipos de operación del flujo vehicular: ininterrumpido e interrumpido.

- *Flujo ininterrumpido:* Los caminos que poseen las características de flujo ininterrumpido no tienen elementos externos a la corriente del tránsito, tales como semáforos, que puedan interrumpir el mismo. Cuando se tiene un camino que opera en estas condiciones, las características de operación de los vehículos que por él circulan son el resultado de la interacción entre los vehículos existentes en la corriente de tránsito y entre los vehículos y las características geométricas y del medio ambiente en el cual se desarrolla el camino.
- *Flujo interrumpido:* Los caminos que poseen las características de flujo interrumpido poseen elementos fijos que pueden interrumpir la corriente vehicular. En esos elementos se incluyen los semáforos, las señales de pare y cualquier otro dispositivo de control del tránsito, cuya presencia origina la detención periódica de los vehículos (o la disminución significativa de su velocidad) independientemente de los volúmenes de tránsito existentes.

Los términos “flujo ininterrumpido” y “flujo interrumpido” sólo describen el tipo de camino y no la calidad del flujo de tránsito que en un determinado instante circula por el mismo. Así por ejemplo una autopista que, en un momento dado, experimenta un alto grado de congestión, sigue siendo un camino de flujo ininterrumpido pues las causas que originan esa congestión son internas de la corriente de tránsito.

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

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

En general cuando, en los dos tipos de caminos antes mencionados, existen semáforos que están espaciados a más de 3.200 m, pueden darse, las condiciones de flujo ininterrumpido. En aquellos casos en que la separación entre semáforos sea menor a esos

3.200 m el camino es clasificado como “arterial” y el flujo se considera entonces como interrumpido. En consecuencia tanto en los caminos multicarril como en los de dos carriles, a menudo resulta necesario analizar los puntos en los que se producen interrupciones fijas, como así también los tramos con flujo ininterrumpido.

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

Los procedimientos de cálculo indicados en el Manual de Capacidad no abordan explícitamente las condiciones de operación en aquellas secciones con intersecciones semaforizadas muy cercanas. En estas condiciones, deben considerarse distintas características exclusivas, incluyendo la potencial colmatación de la intersección por parte de los vehículos que ya pasaron el semáforo, los efectos, de las colas que se forman corriente abajo, sobre la saturación del flujo existente corriente arriba y una inusual dispersión o concentración de los pelotones de vehículos entre intersecciones.

Un ejemplo de tal espaciamiento reducido lo constituyen las terminales semaforizadas de las ramas de los distribuidores de tránsito urbanos. La interacción de las colas formadas entre intersecciones muy cercanas, puede distorsionar seriamente los procedimientos descritos en el Manual.

Los flujos de los vehículos del transporte público de pasajeros, de peatones y de bicicletas son generalmente considerados como interrumpidos. Las condiciones de flujo ininterrumpido, para estos componentes, pueden existir bajo ciertas circunstancias tales como en los carriles exclusivos para el transporte público de pasajeros, sin paradas intermedias, o en largos corredores para peatones. Sin embargo, en la mayoría de las situaciones, la capacidad queda limitada como consecuencia por las paradas en cualquier otro punto del camino.

El análisis de capacidad constituye una serie de procedimientos para la determinación de la aptitud que tienen los distintos tipos de caminos para permitir la circulación del flujo vehicular dentro de un cierto número de distintas condiciones de operación, perfectamente definidas y como consecuencia de ello, ese análisis proporciona una serie de procedimientos para el estudio de los caminos existentes, como así también

para la planificación y diseño, tanto de las mejoras a introducirles, como para la concreción de nuevas rutas.

Uno de los principales objetivos del análisis de la capacidad lo constituye la determinación del máximo número de personas o de vehículos que puede circular por un determinado camino, con una razonable seguridad, dentro de un determinado período de tiempo.

Debido a que los caminos presentan malas condiciones de circulación cuando los volúmenes de tránsito que por ellos circulan son los correspondientes a la capacidad o muy cercanos a esos valores, raramente se los planifica para que operen en ese estado.

Como consecuencia de lo mencionado precedentemente, el análisis de la capacidad también proporciona los medios para la determinación del máximo volumen de tránsito al cual un camino puede dar servicio, mientras se mantienen ciertas condiciones de operación, previamente especificadas.

La definición de las distintas condiciones de operación es efectuada mediante la introducción del concepto de los “*niveles de servicio*” y para ello se definen distintos grados de condiciones de operación para cada tipo de camino y los correspondientes máximos volúmenes de tránsito que pueden circular para que puedan ser mantenidas las condiciones operacionales especificadas para cada nivel.

A continuación se definirán, junto con otros, esos dos principales conceptos, capacidad y nivel de servicio, que se aplican a lo largo del Manual.

1.3.1.- CAPACIDAD.

La capacidad de un camino es definida por el Manual de Capacidad, en sus últimas ediciones, de la siguiente forma:

Capacidad de un camino es el máximo volumen horario equivalente, de peatones o vehículos, que tiene una razonable probabilidad de pasar por un punto o una sección uniforme de un carril o de una calzada, durante un dado período de tiempo, bajo las condiciones prevalecientes de calzada, tránsito y control.

Por otra parte a partir de la edición 1994 del Manual se adicionan dos nuevas definiciones:

➤ **Capacidad vehicular:** representa el número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto dado durante un período especificado, bajo las condiciones prevalecientes de calzada, tránsito y control.

Esta definición supone la no influencia de las condiciones de operación del tránsito corriente abajo del punto considerado, tales como la formación de una cola que se extienda sobre la sección de análisis.

➤ **Capacidad de personas:** representa el número máximo de personas que pueden pasar por un punto dado durante un período especificado, bajo las condiciones prevalecientes.

Esta definición es generalmente utilizada en la evaluación de los servicios públicos de pasajeros, carriles especiales para ómnibus o para los senderos peatonales. Debe tenerse en cuenta que un cálculo realista de los valores de ocupación constituye un factor crítico para el transporte de pasajeros u otro tipo de vehículos.

1.3.1.1.- Consideraciones acerca de la definición de capacidad.

El Manual de Capacidad considera que definiciones dadas y en particular en la definición de capacidad existen varios aspectos que merecen ser explicitados con mayor precisión y en consecuencia establece:

1.- La capacidad es definida sobre la base de “una razonable probabilidad”. Esto significa que una capacidad dada para un determinado camino o sección del mismo es el volumen horario equivalente que puede ser repetidamente alcanzado en los períodos picos de suficiente demanda en caminos con similares características en todos los EE.UU. La capacidad de ningún modo es el máximo volumen equivalente absoluto, alguna vez alcanzado en los mismos. Las características de los conductores varían de región a región y los volúmenes máximos cambian de día a día y de lugar a lugar. Ocasionalmente los flujos medidos en algunos lugares exceden la capacidad definida o calculada para los mismos, sin embargo esos volúmenes pueden no ser logrados en forma repetitiva.

2.- La capacidad es definida para las condiciones prevalecientes de calzada, tránsito y control, condiciones estas que deben ser razonablemente uniformes para cualquier sección analizada de un camino. Cualquier cambio en las condiciones prevalecientes resultará en una variación de la capacidad del camino estudiado. Por otra parte debe dejarse aclarado que la definición de capacidad supone las buenas condiciones climáticas y del pavimento, como así también la inexistencia de incidentes de tránsito.

3.- La capacidad normalmente se refiere a “un punto o una sección uniforme” de un camino. El análisis de la capacidad se lleva a cabo en segmentos o tramos de una ruta que posea

condiciones uniformes de tránsito, calzada y control y por lo tanto, dado que la capacidad depende de esos factores, los tramos con diferentes condiciones prevalecientes, tendrán distintas capacidades. La capacidad de la totalidad de una ruta o de un sistema vial no está explícitamente discutida en el Manual, pero la misma puede ser inferida a partir de los procedimientos de análisis en él indicados. El punto o el tramo con las peores condiciones de operación, a menudo determinan los niveles de servicio generales de la ruta.

4.- La capacidad se refiere a un volumen horario equivalente de peatones o vehículos durante un dado período de tiempo el cual, en la mayoría de los casos, es el intervalo de 15 minutos más cargado dentro de la hora pico. La capacidad no se refiere al máximo volumen real que puede ser acomodado o conducido por el camino durante una hora. Esta definición reconoce la existencia de sustanciales variaciones del flujo vehicular dentro de la hora pico y en consecuencia centra su análisis en los intervalos de flujo máximo.

5.- La capacidad puede ser definida en términos de personas por hora o de vehículos por hora, dependiendo ello del tipo de infraestructura que se analice. El concepto de flujo de personas es importante en la toma de decisiones acerca de los modos de transporte en los corredores de alta demanda y en la definición del papel que desempeñan, el transporte público de pasajeros y el de alta ocupación cuando se trata de definir prioridades. Los conceptos de capacidad de personas o flujo de personas ponderan cada tipo de vehículo en la corriente de tránsito de acuerdo con el número de ocupantes que el mismo transporta. Por ejemplo una calle arterial con 600 vehículos por hora con 1,5 personas promedio por vehículo tendrá una capacidad de movimiento de 900 personas por hora y con 50 ómnibus por hora, cada uno con un promedio de 40 pasajeros por ómnibus, transportaría 2.000 personas por hora, con lo cual el flujo total sería de 2.900 personas por hora. Al incrementarse el número de ómnibus en la corriente de tránsito, disminuirá el número de vehículos que puede pasar por un punto del camino o arteria considerada pero el flujo de personas puede incrementarse, aunque posiblemente con una calidad de servicio menor.

1.3.2.- VOLUMEN DE DEMANDA.

Según lo expresado por el Manual de Capacidad, la demanda constituye la principal medida del volumen de tránsito que utiliza un determinado tipo de camino. El término demanda está relacionado con el número de vehículos que llegan a una sección del camino, mientras que el referente a volumen de tránsito se lo vincula con la descarga de una cola. Si no existen colas, por quiebre de la corriente vehicular, demanda es equivalente a volumen de tránsito. A lo largo del Manual el término volumen es generalmente empleado para las condiciones de operación que están por debajo de las correspondientes al de la capacidad.

1.3.3.- NIVEL DE SERVICIO.

El Manual de Capacidad establece que la determinación de la calidad del servicio prestado por un camino requiere una serie de medidas cuantitativas que caractericen las condiciones de operación dentro de la corriente vehicular y como consecuencia de ello define al nivel de servicio de la siguiente forma:

El nivel de servicio es una medida cualitativa que define las condiciones de operación dentro de la corriente del tránsito, generalmente en términos de determinadas características del servicio tales como: velocidad y tiempo de viaje, libertad de maniobra, interrupciones del tránsito y confort y conveniencia.

Para cada tipo de camino, el Manual define seis (6) niveles de servicio proporcionando, además, sus correspondientes procedimientos de análisis. Esos niveles de servicio son designados por medio de una letra, desde la A hasta la F representando el nivel de servicio A (NS A) las mejores condiciones de operación, mientras que el NS F implica a las peores. Cada nivel de servicio representa una determinada gama de condiciones de circulación. La seguridad no está incluida entre las características que determinan cada nivel de servicio.

Generalmente se acepta que el volumen de tránsito que puede ser servido por un camino bajo las condiciones de “detención y arranque” correspondiente al nivel de servicio F, es menor al volumen que es posible obtener con el nivel de servicio E y en consecuencia el máximo volumen horario equivalente de servicio correspondiente a este último, es el valor de la capacidad del camino.

1.3.4.- VOLUMEN EQUIVALENTE DE SERVICIO.

Los métodos analíticos empleados en el Manual tienden a establecer o predecir el máximo volumen equivalente, para los distintos tipos de caminos, correspondiente a cada nivel de servicio, con excepción del Nivel F, para el cual el flujo es inestable o la demora de los vehículos es grande. En consecuencia cada tipo de camino tiene cinco volúmenes equivalentes de servicio, uno para cada nivel de servicio, desde el nivel A hasta el E. Para el nivel de servicio F, coincidente con lo expresado anteriormente, resulta difícil predecir el flujo vehicular, debido a las condiciones de detención y arranque características del mismo.

El Manual define al volumen horario equivalente de la siguiente forma:

El volumen horario equivalente de servicio es el máximo volumen horario equivalente de peatones o vehículos que tienen una razonable probabilidad de pasar por un punto o sección uniforme de un carril o de una calzada durante un dado periodo de tiempo, bajo las condiciones prevalecientes de calzada, tránsito y control, mientras se mantienen las condiciones de operación correspondientes al nivel de servicio establecido

Los volúmenes horarios equivalentes de servicio están generalmente basados en un período de 15 min. y normalmente el volumen horario equivalente es definido como cuatro veces el volumen máximo de 15 min. dentro de la hora pico.

Debe puntualizarse que los volúmenes horarios equivalentes de servicio son valores discretos, mientras que los niveles de servicio representan una amplia gama de condiciones de circulación. Por otra parte debe también tenerse en cuenta que los volúmenes horarios equivalentes de servicio son considerados como el máximo volumen equivalente para cada nivel de servicio y en consecuencia ellos definen de manera precisa los límites entre los distintos niveles de servicio.

1.3.5.- PARÁMETROS DEL COMPORTAMIENTO VEHICULAR.

Cada tipo de camino tiene un método definido para la determinación de su capacidad y nivel de servicio, como así también tiene una serie de parámetros del comportamiento vehicular, los cuales pueden ser calculados.

Esos parámetros reflejan las condiciones de circulación en el camino para una determinada combinación de condiciones geométricas, de tránsito y de control. La velocidad y la densidad en las autopistas, demoras en las intersecciones semaforizadas y velocidad de circulación para los peatones, constituyen ejemplos de esos parámetros del comportamiento que caracterizan las condiciones del flujo en los diferentes tipos de caminos.

1.3.6.- PARÁMETROS PARA EL NIVEL DE SERVICIO.

Para cada tipo de camino, uno o más de los parámetros del comportamiento vehicular determinados, sirven como el principal determinante del nivel de servicio. Esos parámetros empleados en la determinación del nivel de servicio, reciben el nombre de parámetros del servicio o también medidas de la eficiencia de cada tipo de camino.

1.4.- FACTORES QUE AFECTAN A LA CAPACIDAD Y A LOS NIVELES DE SERVICIO.

1.4.1.- CONDICIONES DE REFERENCIA.

La mayoría de los procedimientos utilizados por el Manual proporcionan fórmulas o presentaciones simples en forma de gráficos o tablas para una serie de condiciones específicas denominadas normales, las que deben ser ajustadas a los efectos de tener en cuenta cualquier tipo de condiciones prevalecientes que no coincida con ellas. Esas condiciones normales son denominadas ***condiciones de referencia***.

En principio, si bien la nueva edición de Manual no define que se entiende por condiciones de referencia, puede decirse que una condición de referencia es aquella para la cual cualquier mejora que se introduzca en el elemento considerado no produce incremento alguno de la capacidad. En anteriores ediciones del Manual, las ahora denominadas condiciones de referencia eran llamadas condiciones ideales.

Las condiciones de referencia presuponen la existencia de buenas condiciones climáticas, el pavimento en buenas condiciones, usuarios habituales familiarizados con las condiciones de operación del camino en cuestión y que no existan impedimentos al flujo del tránsito que obstaculicen su circulación.

Si bien, las condiciones de referencia para cada tipo de camino serán consideradas al tratar en forma específica cada uno de ellos, se indican a continuación algunos ejemplos de las condiciones de referencia para caminos con flujo ininterrumpido y para las ramas de acceso a las intersecciones.

Las condiciones de referencia básicas para los caminos con flujo ininterrumpido son las siguientes:

- Carriles de 3,65 m de ancho.
- Distancia de 1,80 m entre el borde del pavimento y la obstrucción más cercana u objetos ubicados en las banquetas o en el cantero central.
- Velocidad en flujo libre de 96 km/h para los caminos multicarril.
- El flujo de tránsito está constituido sólo por automóviles.
- Terreno llano.
- No existencia de restricciones al sobrepaso en los caminos de dos carriles.
- No existencia de impedimentos al tránsito directo, debido a los elementos de control de los vehículos que giran.

Las condiciones de referencia para los accesos a las intersecciones incluyen las siguientes características:

- Ancho de carril 3,65 m.
- Terreno llano.
- No existe estacionamiento en las zonas próximas a la intersección.
- El flujo de tránsito está constituido solo por automóviles.
- No existen lugares de detención para los ómnibus en los carriles de tránsito.
- La intersección está ubicada fuera del distrito comercial central.
- No existen peatones.

En la mayoría de los casos en que se lleva a cabo un estudio de capacidad las condiciones prevalecientes no coinciden con las de referencia y en consecuencia los cálculos para la determinación de la capacidad, de los volúmenes equivalentes de servicio y del nivel de servicio deben incluir las correcciones necesarias para reflejar la ausencia de ellas.

Las condiciones prevalecientes se agrupan en las tres categorías siguientes: condiciones de la calzada, características del tránsito y medidas de regulación.

1.4.2.- CONDICIONES DE CALZADA.

Las denominadas, por el Manual, condiciones de calzada que afectan a la capacidad y a los niveles de servicio comprenden tanto a las características geométricas del camino, como así también a distintos elementos del diseño geométrico. En algunas ocasiones esos factores influyen a la capacidad del camino, mientras que en otras circunstancias ellos, sin modificar la capacidad o máximo volumen horario equivalente, que puede ser servido por el camino, pueden afectar a los parámetros que permiten determinar los niveles de servicio, tal el caso de la velocidad.

Los factores del camino que afectan la capacidad y los niveles de servicio son:

- El número de carriles.
- El tipo de camino y el medio ambiente en el cual se desarrolla.
- El ancho de los carriles.
- El ancho de las banquetas y las distancias a las obstrucciones laterales.
- La velocidad de diseño.
- El alineamiento, tanto horizontal como vertical.
- La disponibilidad de espacio para las colas de espera en las intersecciones.

El tipo de camino constituye un elemento crítico en el estudio de la capacidad del mismo. La existencia de flujo ininterrumpido, la presencia del cantero central o mediana y otros factores importantes de cada tipo de camino afectan significativamente las características del flujo vehicular y a la capacidad.

Se ha determinado que también el medio ambiente en cual se desarrolla el camino, afecta su comportamiento, ya sea este de dos carriles o multicarril y el de las intersecciones semaforizadas.

El ancho de los carriles y el de las banquetas puede tener un impacto significativo en el flujo de tránsito. La existencia de carriles angostos hace que los vehículos circulen, lateralmente, muy cerca unos de otros, más próximos de lo que los conductores preferirían. Este efecto es compensado por parte de los conductores mediante la reducción de su velocidad o dejando, para una dada velocidad, una mayor distancia longitudinal entre los vehículos, todo lo cual puede efectivamente reducir tanto la capacidad como el nivel de servicio, o a ambos en forma simultánea.

Las banquetas angostas y las obstrucciones laterales provocan dos impactos importantes. Bajo estas condiciones muchos conductores maniobran para alejarse de los objetos, ubicados en la zona de las banquetas o en el cantero central, que ellos consideran como peligrosos. Esta acción origina que circulen más cerca de aquellos vehículos que lo hacen por el carril adyacente y provoca las mismas reacciones que las observadas para los carriles angostos.

Las velocidades de diseño bajas afectan tanto a la circulación como al nivel de servicio, pues los conductores se ven forzados a circular a velocidades algo reducidas y a estar más atentos para reaccionar ante unas condiciones más severas de los alineamientos horizontal y vertical, producto de esa baja velocidad de diseño. Se ha encontrado que en casos extremos la capacidad de los caminos multicarril es afectada por las bajas velocidades de diseño.

Tanto el alineamiento horizontal como el vertical de un camino dependen en gran medida de la velocidad de diseño adoptada para el proyecto y de la topografía del terreno en cual será construido el mismo.

Con relación a las características topográficas cabe poner de manifiesto que a los efectos de los procedimientos de cálculo de la capacidad y niveles de servicio para las condiciones de flujo ininterrumpido, el Manual de Capacidad clasifica a las condiciones del terreno en las siguientes categorías:

- **Terreno llano:** Es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que permite a los vehículos pesados mantener en forma aproximada la misma velocidad que la desarrollada por los automóviles; este tipo de terreno generalmente incluye pequeñas pendientes de no más del 1 ó 2 %.
- **Terreno ondulado:** Es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir substancialmente su velocidad por debajo de las desarrolladas por los automóviles, sin llegar a valores tan bajos como los correspondientes a la “velocidad de trepada” o “velocidad crítica”.
- **Terreno montañoso:** Es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que obliga a los conductores de vehículos pesados a circular a la “velocidad de trepada” o “velocidad crítica” durante trechos bastantes largos o bien a intervalos frecuentes.

Habiendo empleado los términos “vehículos pesados” y “velocidad de trepada”, se hace necesario definir que se entiende por cada uno de ellos y el Manual de Capacidad lo realiza de esta forma:

- **Vehículo pesado:** Es cualquier tipo de vehículo que tiene más de cuatro ruedas en contacto con el pavimento.
- **Velocidad de trepada:** Es la máxima velocidad que puede ser mantenida en forma sostenida o permanente por los vehículos pesados en una rampa extensa de una dada pendiente. Es también denominada “Velocidad crítica”.

Las definiciones previas, relativas al tipo de terreno, son generales y dependen de la composición del flujo vehicular, en especial de la proporción de camiones que existe en el mismo.

En general, en la medida en que las condiciones del terreno se tornan más severas tanto la capacidad como los niveles de servicio se reducen. Este impacto se hace más significativo para los caminos de dos carriles, en los cuales la severidad del terreno no solo afecta a las condiciones de circulación de los vehículos individuales sino que también restringe las oportunidades de sobrepasar a los vehículos lentos existentes en el flujo vehicular.

Además de los impactos generales del terreno, descriptos precedentemente, la existencia de una rampa aislada de longitud significativa puede tener un efecto ampliamente negativo en las condiciones de operación. Al circular por una rama ascendente de gran longitud o de fuerte pendiente, los vehículos pesados reducen sustancialmente su velocidad,

originando dificultades en las condiciones de operación de la corriente vehicular y un ineficiente uso del camino.

Las rampas ascendentes también pueden tener un gran impacto negativo en las condiciones de operación de los accesos a las intersecciones, dado que los vehículos deben superar simultáneamente tanto la rampa como la inercia del arranque cuando parten desde una posición de detención originada por la existencia de algún elemento de control del tránsito, o de una cola.

1.4.3.- CONDICIONES DEL TRÁNSITO.

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

1.4.3.1.-Tipo de vehículo.

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

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

Los camiones, los ómnibus y los vehículos recreacionales constituyen los tres grupos de vehículos pesados a los cuales están dirigidos los métodos de cálculo empleados en el Manual.

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

- ❖ Los vehículos pesados son más largos que los automóviles y por lo tanto ocupan un mayor espacio de calzada o de carril que estos últimos.

- ❖ Los vehículos pesados como consecuencia de su baja relación potencia - peso, presentan pobres condiciones de operación, comparadas con la de los automóviles, particularmente en lo que al poder de aceleración y deceleración se refiere, como así también a las posibilidades de mantener la velocidad en las rampas ascendentes.

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

Este efecto es fundamentalmente nocivo en las rampas largas y empinadas, donde las diferencias en las condiciones de operación entre los automóviles y los vehículos pesados es más pronunciada, especialmente en aquellos caminos de dos carriles, en los cuales el sobrepaso debe efectuarse utilizando el carril destinado al tránsito que circula en sentido contrario.

Por otra parte, los vehículos pesados también causan problemas a las condiciones de operación en una rampa descendente, especialmente cuando estas son muy pronunciadas ya que ellas requieren ser bajadas empleando las velocidades bajas de la caja de cambios, y cuando eso ocurre los vehículos pesados circulan a velocidades menores que las desarrolladas por los automóviles, produciéndose en consecuencia el mismo efecto que el descripto para las rampas ascendentes.

Los vehículos pesados son agrupados por el Manual, en una de las tres categorías siguientes:

1. **Camiones:** Los camiones son vehículos destinados principalmente al transporte de bienes o a tareas de distribución de los mismos. (no incluye el transporte de personas).
2. **Vehículos recreacionales:** Los vehículos recreacionales son aquellos manejados por un conductor no profesional y utilizado para el transporte de equipos o elementos recreacionales.
3. **Ómnibus:** Los ómnibus son vehículos destinados al transporte de grupos de personas ya sea en base a la prestación de un servicio público, o bien especialmente arrendado o para un servicio tipo chárter. Los ómnibus pueden ser también clasificados, de acuerdo al servicio que prestan, en locales o en interurbanos. Estos últimos operan en la corriente

de tránsito sin efectuar detenciones para el ascenso y descenso de pasajeros, mientras que los ómnibus locales realizan ese tipo de detenciones empleando para ello la calzada del camino o de la calle por la cual circulan.

Dentro de cada una de esas tres clases de vehículos pesados, a igual que entre los automóviles, existe una considerable variación en lo que a sus características y comportamiento se refiere.

La denominación de camiones cubre un amplio espectro de vehículos, que va desde los más livianos, como los vehículos playos, a los más pesados como los destinados al transporte de granos, carbón, maderas, gravas, cemento, etc.

Asimismo, los camiones presentan una gran variedad de características operacionales, basadas fundamentalmente en su capacidad de carga y la potencia de su motor lo cual es especialmente considerado en los procedimientos de cálculo y análisis empleados por el Manual de Capacidad para cada tipo de camino basándose en la composición del número de camiones en la corriente de tránsito.

Ninguno de los procedimientos de cálculo establecidos en el Manual segrega la población de camiones en subcategorías para efectuar con ellas consideraciones de cálculo separadas, aunque no obstante ello algunos procedimientos de análisis permiten al analista seleccionar distintos “camiones tipo” en base a la composición prevaleciente.

Los vehículos recreacionales cubren también una amplia variedad de vehículos, ya que incluyen: casas rodantes, tanto remolcadas como autopropulsadas; casas motorizadas (camiones convertidos en viviendas u oficinas); todo vehículo, ya sea automóvil o camioneta que remolquen equipos deportivos, tales como botes, motos para nieve o portaequipajes; remolques movidos o arrastrados por motocicletas, etc.

Si bien los vehículos recreacionales presentan condiciones de operación considerablemente mejores que las de los camiones, debe tenerse en cuenta que los conductores de los mismos no son profesionales y por lo tanto su falta de experiencia acentúa el impacto de las deficiencias de esos vehículos sobre la corriente de tránsito.

Los ómnibus interurbanos presentan una relativa uniformidad en sus características y habilidades funcionales, dado que son capaces de mantener la misma velocidad tanto en terrenos llanos como en los ondulados, salvo cuando se encuentren en presencia de rampas largas o de fuertes pendientes.

Los ómnibus urbanos, en general, no son tan poderosos, en lo que a potencia se refiere, como los interurbanos, pero su influencia adversa sobre el flujo vehicular se basa fundamentalmente, no en esa menor potencia, sino en las detenciones que deben realizar para el ascenso y descenso de pasajeros.

Esa operación se realiza mediante la detención de los ómnibus junto al cordón de una calle urbana, de una avenida, de una ruta arterial o de un camino multicarril y generalmente ocurre cerca de una intersección.

En aquellas vías en las cuales no se haya construido una dársena especial para el ascenso y descenso de pasajeros, la mencionada detención se efectúa bloqueando el carril correspondiente, generándose en consecuencia serias interferencias en la corriente de tránsito.

Por otra parte la construcción de una dársena para la detención de los ómnibus urbanos, no elimina en forma total la interferencia que tal maniobra produce sobre el tránsito, por cuanto las maniobras de entrada y salida de tales dársenas ocasionan perturbaciones en flujo normal del mismo.

1.4.3.2.- Distribución direccional y por carril.

Además de las características de los distintos tipos de vehículos que integran la corriente vehicular, existen dos características del tránsito que afectan a la capacidad, al nivel de servicio y al volumen equivalente de servicio de un camino, ellas son: **la distribución por sentido y por carril.**

La distribución de los vehículos según el sentido de marcha ejerce una importantísima influencia en las condiciones de circulación de un camino de dos carriles, en los cuales la situación optima se obtiene cuando el volumen total de vehículos se divide en partes iguales por sentido, circunstancia para la cual se obtiene la mayor capacidad para este tipo de caminos.

La capacidad de los caminos de dos carriles disminuye en la medida en que esa distribución se descompensa, es decir, que se tiene un mayor número de vehículos que viajan en un sentido que en el otro, por supuesto para el mismo volumen total.

En el caso de los caminos multicarril, los procedimientos de análisis empleados en el Manual, ponen especial énfasis en el flujo de tránsito que circula en un solo sentido, pero no obstante ello, cada calzada de ese tipo de camino es proyectada para servir adecuadamente el máximo volumen horario equivalente que se produce en la dirección de mayor volumen

pico. Debe tenerse en cuenta que el pico matutino de tránsito se produce en un sentido, mientras que el pico vespertino se manifiesta en el sentido opuesto.

Para las autopistas y los caminos multicarril, la distribución de los vehículos en los distintos carriles de una calzada constituye un factor importante a tener en cuenta, ya que, por lo general, el carril externo o sea el adyacente a la banquina, lleva un número menor de vehículos que los carriles centrales.

Los procedimientos de análisis utilizados por el Manual de Capacidad de Caminos, suponen una distribución uniforme por carril, para la mayoría de las autopistas y caminos multicarril.

1.4.3.3.- Condiciones de control.

En los caminos con flujo interrumpido, el control que se ejerce sobre el tiempo disponible para los movimientos de un flujo específico constituye un elemento crítico que afecta la capacidad, el nivel de servicio y el volumen equivalente de servicio.

El dispositivo de control de tránsito que resulta ser el más crítico es el semáforo, ya que las operaciones del tránsito están afectadas por el tipo de control empleado, o sea, las fases del semáforos, el tiempo asignado a la luz verde, la duración del ciclo y la relación con las medidas de regulación del tránsito existentes en las adyacencias.

Debe tenerse presente que un semáforo determina la cantidad de tiempo disponible para el movimiento vehicular en los distintos carriles de una intersección.

La señal de PARE también afecta a la capacidad, aunque en una forma menos determinística que los semáforos, pues mientras estos asignan en forma positiva un determinado tiempo para realizar cada movimiento, la señal de PARE, solo concede una prioridad de paso permanente al camino o calle principal de la intersección en la cual está instalada.

Cuando se emplea la señal de PARE, los conductores que circulan por la calle secundaria, deben detenerse ante ella y esperar que se produzca un adecuado espaciamiento en el flujo vehicular de la calle principal, que le permita realizar la maniobra de cruce o de giro y convergencia que requiera. Como consecuencia de esto, la capacidad de tales accesos dependerá de las condiciones del flujo vehicular que circula por la calle principal.

En aquellos casos en que se tenga una intersección de cuatro ramales controlados cada uno de ellos por una señal de PARE, los conductores están obligados a ingresar a la intersección, desde su posición de detención, en forma rotativa.

Este tipo de control limita la capacidad de la intersección mientras que las características operacionales pueden variar en forma muy amplia en función de la demanda del tránsito existente en cada uno de los ramales de acceso a la misma.

En las zonas urbanas existen otros tipos de controles y regulaciones del tránsito que pueden afectar en forma significativa a la capacidad, a los niveles de servicio y a los volúmenes equivalentes de servicio.

Así por ejemplo, la prohibición de estacionamiento puede incrementar el número de carriles disponibles para la circulación, en las calles y avenidas, mientras que las restricciones a los movimientos de giro eliminan puntos de conflicto en las intersecciones incrementando por ende la capacidad de las mismas.

El control sobre el uso de los carriles, puede en forma positiva asignar espacios de calzada para efectuar algún movimiento en particular, tal como la provisión de carriles reversibles en las arterias principales.

Las calles con sentido único de circulación eliminan los conflictos producidos por los giros a la izquierda con el tránsito de sentido opuesto, tal como ocurre en las de doble sentido de circulación.

1.4.3.4.- Tecnología.

Los factores descriptos en los puntos precedentes están generalmente relacionados con las condiciones prevalecientes que pueden reducir la capacidad de la vía, por debajo de las condiciones ideales.

Las nuevas tecnologías que están siendo desarrolladas para mejorar la seguridad y eficiencia del sistema de transporte carretero, son conocidas como “Sistemas inteligentes de transporte” conocidos por sus iniciales en inglés como I.T.S.

Dependiendo de su aplicación específica, en general, las estrategias que se analizan, tienden a promover el incremento de la seguridad y el funcionamiento del sistema de caminos, más allá de los niveles experimentados bajo las condiciones actuales de las carreteras y de los sistemas de control vehicular.

En general puede decirse que los I.T.S. abarcan toda tecnología que permite recoger y utilizar la información, en tiempo real, por los conductores y el sistema de control de tránsito, con el propósito de proveer mejores condiciones para la circulación de los vehículos o del sistema de control de tránsito, o bien a ambos en conjunto.

Según el Manual de Capacidad, la implementación de las estrategias de los I.T.S. está en sus primeras etapas y por lo tanto son muy pocas las investigaciones realizadas para la determinación de su influencia o impacto sobre la capacidad y la seguridad.

Los procedimientos de cálculo desarrollados por el Manual y que se verán más adelante están referidos a sistema vial sin las mejoras que introducirían los I.T.S. y deja para los analistas la determinación del impacto, si existiera, de estos elementos sobre la capacidad de un camino individual.

Teniendo en cuenta los actuales estudios sobre los I.T.S., las siguientes consideraciones pueden proporcionar una cierta orientación para el análisis del efecto que los mismos ejercerían sobre la capacidad de los caminos:

- En el caso de las autopistas y de otros caminos de flujo ininterrumpido, las estrategias de los I.T.S., podrían ser capaces de lograr alguna reducción en el intervalo de los vehículos, lo cual tendería a incrementar la capacidad de esos caminos. Además podrían lograrse mejoras en el nivel de servicio, incluso sin incrementar los espacios intervehiculares, si los sistemas de guiado pudieran proporcionar a los conductores un mayor nivel de confort al que corrientemente experimentan conduciendo bajo condiciones de espaciamientos reducidos.
- En las intersecciones semaforizadas y en las calles arteriales, cualquier reducción potencial de los intervalos y de la variabilidad de ellos, sería inicialmente menos significativa que en los caminos con flujo ininterrumpido. El beneficio más importante que los I.T.S.. proporcionarían a las intersecciones semaforizadas y a las calles arteriales, podría ser una mas eficiente asignación de los tiempos de luz verde.
- En las intersecciones no semaforizadas, las mejoras en su capacidad vinculadas con la utilización de los I.T.S.. podrían producirse si estos proporcionaran a los conductores asistencia en la valoración de los espacios intervehiculares existentes en la corriente de tránsito de sentido opuesto o si esos espacios fueran controlados.

Muchas de las mejoras en los caminos, vinculadas con los sistemas I.T.S., son a nivel del sistema en sí mismo y pueden ser tales como las respuestas a los incidentes del tránsito y los sistemas de información a los conductores.

Si bien estas mejoras proveerían beneficios al sistema vial en general, se estima que no tendrán influencia en los métodos empleados para el cálculo de la capacidad para cada tipo de camino.

1.5.- APLICACIONES.

1.5.1.- MODELOS DEL FLUJO DE TRÁNSITO.

En el Manual se emplean una serie de modelos vinculados con el flujo vehicular, a los efectos de describir, no sólo las condiciones de operación de los distintos tipos de caminos, sino también para facilitar el cálculo. Tanto los datos obtenidos en el terreno sobre las características del tránsito y las medidas de la eficiencia de un camino, pueden ser considerados como los modelos más elementales; otro tipo de modelo está constituido por las ecuaciones que pueden ser resueltas mediante el empleo de formularios especiales.

Los modelos para el uso de las computadoras, mediante distintos tipos de software, pueden variar desde la automatización de formularios a simulaciones que tratan de representar un detallado comportamiento individual de los vehículos tanto en el tiempo como en el espacio.

El nivel de servicio que presta un camino, puede ser estimado mediante el empleo de modelos de computación, siempre que:

- Los datos a emplear, tales como la velocidad en flujo libre o el volumen equivalente que corresponde a la saturación, sean determinados en forma compatible con los procedimientos empleados por el Manual.
- Los parámetros para la determinación de los niveles de servicio estimados por el modelo estén en concordancia con sus definiciones dadas en el Manual. Ellos deben ser calculados, ya sea empleando los procedimientos indicados en el Manual, o bien deben ser verificados y calibrados con datos recogidos en el terreno empleando los métodos en él descriptos.

Es responsabilidad de quién efectúa el análisis de capacidad el seleccionar el modelo más adecuado para resolver el problema encarado. Cuando el análisis requiera la interacción entre distintos elementos, las condiciones de sobrecapacidad u otras situaciones

no previstas en el Manual, puede ser adecuada la utilización de modelos que proporcionen resultados que permitan ser convertidos en los parámetros antes mencionados.

Por otra parte debe destacarse que quién efectúe el análisis debe entender las hipótesis subyacentes en los modelos utilizados para realizar cualquier calibración requerida, para poder percibir las diferencias que puedan resultar del uso de metodologías alternativas y para presentar los resultados en el contexto del modelo utilizado.

1.5.2.- TIPOS DE ANÁLISIS.

En la mayoría de los capítulos del Manual en los que se describen los procedimientos para el cálculo de la capacidad, los volúmenes equivalentes de servicio y los niveles de servicio de los distintos tipos de caminos se emplean tres tipos de aplicaciones o análisis: operacional, diseño y planificación.

El análisis operacional o de la circulación se utiliza para realizar una detallada determinación de las condiciones de operación. Este tipo de análisis es adecuado, fundamentalmente, para los estudios de corto plazo en los cuales los factores básicos son perfectamente conocidos o pueden ser razonablemente calculados.

Los procedimientos de cálculo o análisis para el diseño pueden ser empleados para la determinación de los parámetros geométricos o de control específicos que lleven a la obtención del nivel de servicio deseado.

El análisis para la planificación, es más general, pero resulta suficiente para la determinación, a largo plazo, del tipo y dimensiones del camino.

En el Manual se deja perfectamente claro que para un tipo de camino dado, los procedimientos de cálculo para el análisis de la circulación, para el diseño y para la planificación, están basados en los mismos principios y métodos básicos y que la selección de un adecuado tipo de análisis es responsabilidad de los proyectistas o analistas.

1.5.2.1.- Análisis operacional.

En este tipo de análisis se comparan los volúmenes equivalentes y las características tanto del tránsito como de la circulación, con las particularidades del camino, existente o proyectado, a los efectos de estimar el nivel de servicio que este presta o prestará.

Para el análisis de un camino existente se requiere una información detallada de las características del tránsito, incluyendo volúmenes, factores de la hora pico, distribución

direccional y composición del tránsito. También debe disponerse de todas las características geométricas, incluyendo número y ancho de los carriles, distancia a las obstrucciones laterales, velocidad de diseño, pendiente y longitud de las rampas, y las condiciones de los alineamientos horizontal y vertical.

En aquellos lugares en los que existan controles del tránsito, tales como una intersección semaforizada, ellos deben ser exhaustivamente descriptos, incluyéndose en la misma el tipo de control, la duración del ciclo, el plan de fases, duración de la luz verde y otros factores, debiendo incluirse también cualquier otro tipo de control o regulación. En el caso del proyecto de vías futuras es necesario disponer de los mismos datos, pero debe tenerse presente que estos están basados en las proyecciones del tránsito y del proyecto del camino, en lugar de trabajar con datos reales medidos en el terreno.

El análisis operacional permite efectuar una evaluación del nivel de servicio tanto actual como futuro de un camino existente, pero sin embargo esta evaluación no constituye su aplicación más importante, pues con el análisis operacional es posible evaluar también los niveles de servicio que se alcanzarían con la introducción de mejoras en puntos específicos, o en tramos del camino en estudio.

De acuerdo con esto último, pueden estimarse, y a la vez comparar, los impactos que sobre las condiciones de circulación ejercerán distintos proyectos de mejoras y en consecuencia poder tomar una decisión adecuada. De la misma forma, con este tipo de análisis, pueden evaluarse los proyectos alternativos de un nuevo camino.

La mayoría de los procedimientos de cálculo establecidos en el Manual de Capacidad, permiten no sólo la determinación del nivel de servicio existente, sino también la estimación de los valores de aquellos parámetros críticos del comportamiento del tránsito. Así por ejemplo, para un segmento básico de una autopista, pueden estimarse la densidad y la velocidad del flujo vehicular, mientras que para una intersección semaforizada puede calcularse el tiempo promedio de demora por detención en los semáforos.

Otra utilización alternativa del análisis operacional consiste en la determinación de los volúmenes horarios equivalentes de servicio que pueden ser obtenidos para distintas hipótesis de condiciones de operación (niveles de servicio), lo cual resulta sumamente útil para evaluar la sensibilidad de los volúmenes equivalentes ante posibles proyectos o niveles de servicio supuestos.

1.5.2.2.- Análisis para el diseño.

La aplicación de los procedimientos de cálculo para el análisis del diseño tiene un objetivo específico el cual es la determinación del número de carriles requerido por un camino particular para que el mismo proporcione el nivel de servicio establecido. Además pueden ser utilizados para evaluar el efecto que en la capacidad tendrán las variaciones de los elementos del diseño geométrico tales como el ancho de los carriles y de las banquetas, pendientes y la distancia a los obstáculos laterales, entre otros.

Para llevar adelante este tipo de análisis se hace necesario tener datos precisos y detallados acerca de los volúmenes y composición del tránsito, como así también los correspondientes al diseño geométrico del camino en estudio.

Los cálculos efectuados en el análisis para el diseño son, por lo general, limitados en su alcance y pueden dar como resultado una serie de proyectos alternativos que luego deberán ser sometidos a un detallado análisis operacional.

1.5.2.3.- Análisis para el planeamiento.

El análisis para el planeamiento consiste en una evaluación aproximada de los niveles de servicio. En este caso el análisis de la capacidad y de los niveles de servicio para la planificación del transporte está dirigido a solucionar cuestiones tales como:

- ¿Cuál es el máximo número de personas o vehículos que pueden ser servidos en un determinado período de tiempo?
- ¿Cuál será el nivel de servicio futuro de un camino existente o en la etapa de planificación?
- ¿Cuál es la configuración de los carriles o las características de la semaforización requeridas para distintos niveles de circulación en un camino arterial considerado dentro de un plan de desarrollo territorial?

Este tipo de análisis tiende a producir valores estimados acerca de la capacidad y de los niveles de servicio durante las primeras etapas del proceso de planeamiento cuando, la cantidad, el detalle y la exactitud de la información disponible son limitados.

Los procedimientos de cálculo empleados en el análisis para el planeamiento se basan en proyecciones acerca del tránsito medio diario anual y en las supuestas condiciones acerca del tránsito, de la calzada y del control.

Dado la poca precisión que ellos presentan en las primeras etapas del análisis, su empleo puede dar resultados erróneos en aquellos lugares donde las condiciones prevalecientes difieran de las originalmente supuestas, razón por la cual se hace necesario repetir las operaciones en la medida en que se vayan teniendo, en las etapas posteriores del planeamiento, una mayor y más precisa información, pudiendo llegarse sobre el final a efectuar un análisis operacional.

1.5.3.- PRECISIÓN.

Los resultados obtenidos a partir de los cálculos para la determinación de la capacidad y los niveles de servicio no son más precisos o exactos que la información o datos utilizados como “entrada” en el análisis. Así por ejemplo cuando los datos proporcionados por los censos de tránsito tengan sólo una exactitud dentro del 5% o cuando las proyecciones están sujetas a errores aún mayores, no puede esperarse que la exactitud del resultado de los cálculos permitan distinguir diferencias del orden de un vehículo por hora o de 1 km/h.

Por estas razones todos los volúmenes equivalentes de servicio, tabulados en el Manual, han sido redondeados a la cincuentena (50) más próxima y se recomienda a quienes efectúen análisis de capacidad adopten el mismo procedimiento.

Debe tenerse presente que los valores acerca volúmenes de tránsito y de la capacidad redondeados hasta el vehículo más próximo proporcionan una espuria sensación de precisión que debe ser evitada.

1.5.4.- MEDICIONES EN EL TERRENO.

Los distintos procedimientos de cálculo acerca del comportamiento de los diferentes tipos de caminos están basados en las condiciones **medias** de los Estados Unidos y reflejan estimaciones **normalizadas** de la capacidad y del nivel de servicio, suponiendo que el camino analizado opera como lo hace la media de los caminos de ese país y con las mismas características geométricas, de control y de operación.

Las relaciones entre el volumen de tránsito y su comportamiento están sujetas a cierta variabilidad debido a los hábitos locales de conducción y a otros factores propios de la zona o región y por lo tanto los resultados de los cálculos efectuados raramente reproducirán los valores medidos en el terreno en lugares específicos, resultando en consecuencia aconsejable efectuar ese tipo de mediciones a los efectos de analizar el comportamiento de las condiciones de circulación existente.

Si fuera posible medir directamente, en los caminos existentes, sus variables operacionales, las determinaciones de los niveles de servicio obtenidas con los procedimientos dados por el Manual, pueden entonces ser comparadas con las medidas en el terreno.

En aquellos lugares en los que se disponga de datos fehacientes respecto a la cantidad y calidad de los mismos, ellos pueden ser empleados para hacer un calibrado afinado de los procedimientos indicados en el Manual, pero para ello es necesario asegurarse que se trabaja, tanto con los datos locales como con las calibraciones, en las mismas condiciones descritas en aquel, como por ejemplo no debe sustituirse un volumen equivalente de saturación calculado, correspondiente a un carril de 3.65 m , por un valor obtenido en el terreno para carriles de 3.30 m, sin tomar en cuenta el impacto del factor de ajuste por ancho de carril correspondiente.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

2.1.- VARIABLES BÁSICAS DEL FLUJO VEHICULAR.

Sólo se tratará en este capítulo la descripción de las características básicas del flujo del tránsito para las condiciones de operación en flujo ininterrumpido, dado que las condiciones correspondientes al flujo interrumpido no son consideradas en el curso.

Existen tres variables del flujo vehicular que son consideradas básicas: el volumen o el volumen horario equivalente, la velocidad y la densidad, las cuales pueden ser empleadas para describir las condiciones de operación de cualquier tipo de camino.

Los procedimientos de cálculo utilizados por el Manual de Capacidad emplean el volumen y el volumen horario equivalente como una variable común tanto para las condiciones de operación ininterrumpida como para la interrumpida, mientras que la velocidad y la densidad se emplean, fundamentalmente, para el análisis del flujo ininterrumpido.

Con relación al volumen horario equivalente, cabe mencionar que existen variables vinculadas con el mismo, tales con el espaciamiento y el intervalo que son empleadas indistintamente tanto para los caminos de flujo ininterrumpido como para los que no lo son, mientras que otras, como el flujo de saturación y el distanciamiento entre los vehículos, se las utiliza en forma exclusiva para las condiciones de flujo interrumpido.

Las condiciones de operación de una dada corriente de tránsito que circula por un camino de flujo ininterrumpido, son determinadas mediante el empleo de las tres variables básicas:

- Volumen o bien el volumen horario equivalente
- Velocidad
- Densidad

Por otra parte cabe aclarar que tanto el espaciamiento como el intervalo están vinculadas directamente con las tres variables mencionadas.

2.2.- VOLUMEN Y VOLUMEN HORARIO EQUIVALENTE.

Tanto el *volumen* como el *volumen horario equivalente* constituyen dos unidades de medición que cuantifican la cantidad de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante un dado período de tiempo y son definidas de la siguiente forma:

- **Volumen:** es el número total de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o calzada durante un dado período de tiempo y puede ser expresado en vehículos anuales, diarios, horarios o en períodos menores a una hora.
- **Volumen horario equivalente:** es la relación horaria equivalente a la cual los vehículos pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante un determinado período de tiempo, inferior a la hora, generalmente de 15 minutos.

Tanto el volumen como el volumen horario equivalente constituyen las variables empleadas a los efectos de cuantificar la demanda, o sea el número de conductores u ocupantes de los vehículos (comúnmente expresados como el número de vehículos) que desean utilizar un camino durante un dado período de tiempo. La congestión puede influenciar la demanda y los volúmenes registrados reflejan las restricciones.

La diferencia entre lo que se entiende por volumen y por volumen horario equivalente es de suma importancia, fundamentalmente por la utilización que de ambos parámetros para el cálculo de la capacidad y de los niveles de servicio efectúa el Manual de Capacidad.

El volumen es el número real de vehículos, observados o pronosticados, que pasan o van a pasar por un punto o sección uniforme de un carril o de una calzada durante un lapso especificado, mientras que el volumen horario equivalente representa el número de vehículos que pasan por un punto o sección uniforme de un carril o de una calzada, durante un intervalo de tiempo menor que una (1) hora, pero expresado como una relación horaria equivalente.

El volumen horario equivalente es determinado tomando el número de vehículos observados durante un período de tiempo menor que la hora y dividiéndolo por ese lapso expresado en horas.

Así, por ejemplo, un volumen de 100 vehículos contados durante un período de quince minutos, implica un volumen horario equivalente de $100 / 0.25 \text{ hora} = 400$ vehículos por hora.

En la tabla siguiente se proporciona un ejemplo que ilustra de una forma más concreta la diferencia entre ambos términos:

Período de tiempo	Volumen (veh)	Volumen horario equivalente (veh/h)
5:05 a 5:20	1.000	4.000
5:20 a 5:35	1.200	4.800
5:35 a 5:50	1.100	4.400
5:50 a 6:05	1.000	4.000
Total de 5:05 a 6:05	4.300	

Los volúmenes fueron observados durante cuatro períodos consecutivos de 15 minutos cada uno. El volumen total de vehículos para la hora será la suma de esas cuatro mediciones, o sea, 4.300 vehículos o bien 4.300 veh/h, ya que ellos han sido censados durante una hora.

En cambio, el volumen horario equivalente varía según sea el período de 15 minutos que se tome en cuenta, lo cual equivale a decir que en el ejemplo dado se tienen cuatro valores del volumen horario equivalente.

Si se tomara el volumen correspondiente al período pico de 15 minutos dentro de la hora medida, se tendrá que el volumen horario equivalente será de 4.800 veh/h.

Como resulta evidente esos 4.800 veh/h, no pasan, por el punto o sección que se está analizando, durante la hora que duró el estudio, pero si se puede afirmar que en ese período de 15min. pasan vehículos a razón de 4.800 veh/h. Esos 1.200 vehículos que pasan en el período pico de 15 min. equivalen a un volumen horario uniforme de 4.800 veh/h. En otras palabras, producen el mismo efecto que si por la sección pasaran esos 4.800 veh/h.

La consideración de los volúmenes horarios equivalentes resulta de suma importancia en el análisis de la capacidad, En efecto, si la capacidad del tramo que se analiza fuera de 4.500 veh/h, la misma se vería excedida durante ese período pico de 15 min., cuando los vehículos arriban con una relación de 4.800 veh/h, y aunque el volumen horario sea menor que la capacidad, podría producirse el quiebre de la corriente vehicular.

Esta situación puede resultar muy seria debido a que el dinamismo con que se disipe ese quiebre de la corriente de tránsito, puede hacer extender, o no, los efectos de la congestión varias horas después de que ocurra el colapso.

El volumen horario equivalente está vinculado con los volúmenes horarios reales mediante el **factor de la hora pico**, el cual es definido como el cociente entre el volumen horario total y el máximo volumen horario equivalente dentro de la hora.

En consecuencia el factor de la hora pico (F.H.P.) podrá determinarse mediante el empleo de la Ecuación N° 2-1

$$F.H.P. = \frac{\text{Volumen horario}}{\text{Maximo volumen horario equivalente (dentro de la hora)}} \quad (2-1)$$

Si como es costumbre, el período de medición menor que la hora fuera de 15 minutos, el F.H.P. se calcula por medio de la Ecuación N° 2-2

$$F.H.P. = \frac{\text{Volumen horario}}{4 \times V_{15}} \quad (2-2)$$

fórmula en la cual:

F.H.P. = Factor de la hora pico

V_{15} = Volumen medido durante el pico máximo de 15 minutos en la hora pico

En aquellos casos en los cuales se conoce el factor de la hora pico, el mismo puede ser utilizado para la determinación del máximo volumen horario equivalente, de la forma indicada en la Ecuación N° 2-3.

$$v = \frac{V}{F.H.P.} \quad (2-3)$$

donde:

v = volumen horario equivalente para el pico de 15 min. (veh/h)

V = Volumen de la hora pico (veh/h)

F.H.P. = Factor de la hora pico

La Ecuación N° 2-3 no debe utilizarse para la determinación del máximo volumen horario equivalente en aquellos casos en los que se disponga de conteos de tránsito que permitan determinar la identificación del período de 15 min. de mayor volumen. En estas circunstancias el volumen horario equivalente puede ser directamente calculado multiplicando por 4 el valor del máximo volumen de los conteos de 15 min.

Cuando se conoce el volumen equivalente en términos de vehículos por hora, puede calcularse el volumen equivalente expresado en automóviles por hora, empleando el factor de la hora pico (F.H.P.) y el factor de corrección por la presencia de vehículos pesados.

2.3.- VELOCIDAD.

Mientras que los volúmenes de tránsito proporcionan un método para la cuantificación de la capacidad, la velocidad (o su recíproca, el tiempo de viaje) constituye una medida esencial de la calidad del servicio proporcionado por el camino a los conductores. La velocidad es empleada como una de las medidas de la efectividad con las que se definen los niveles de servicio en muchos tipos de caminos, tales como los de dos carriles, calles urbanas, secciones de entrecruzamiento en las autopistas y otros.

La velocidad es definida como la relación de movimiento expresada como la distancia recorrida en la unidad de tiempo, generalmente en kilómetros por hora.

Dado que en una corriente de tránsito puede observarse un amplio espectro de valores correspondientes a la distribución de velocidades individuales, se hace necesario adoptar un valor representativo que permita caracterizar la velocidad del mencionado flujo.

El Manual de Capacidad de Caminos en sus últimas ediciones, adopta como velocidad representativa de una corriente vehicular, a la velocidad media de viaje, por cuanto ella puede ser fácilmente calculada partiendo de la medición de las velocidades desarrolladas por cada uno de los vehículos existentes en el flujo vehicular, constituyendo además el valor estadístico más relevante con relación a otras variables.

La velocidad media de viaje es calculada dividiendo la longitud de la sección del camino, que se está considerando, por el promedio de los tiempos de viaje de los vehículos que circulan por esa sección, o cruzan la misma.

En consecuencia, si se miden los tiempos de viaje $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$, de los “n” vehículos que circulan por una sección de camino de longitud “L”, la velocidad media de viaje puede ser calculada mediante el empleo de la Ecuación N° 2-4:

$$S = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{t_i}{n}} = \frac{nL}{\sum_{i=1}^n t_i} \quad (2-4)$$

en la cual:

S = Velocidad media de viaje en km/h

L = Longitud del tramo de camino expresado en kilómetros

t_i = Tiempo de viaje de los vehículos que atraviesan la sección, en horas

n = Número de vehículos observados o tiempos de viajes medidos

El Manual de Capacidad desarrollaba en su edición anterior un ejemplo práctico de la manera de obtener la velocidad media de viaje, para cuatro vehículos que recorren una sección de camino de una milla, es decir 1.6 km, de longitud, tomando los tiempos que cada uno de ellos tarda para efectuar el recorrido.

Sean esos tiempos:

□ 1.0 min. = 0.0167 hora

□ 1.2 min. = 0.0200 hora

□ 1.7 min. = 0.0283 hora

□ 1.1 min. = 0.0183 hora

El tiempo medio de viaje será:

$$\frac{0.0167 + 0.0200 + 0.0283 + 0.0183}{4} = 0.0208h$$

La velocidad media de viaje resulta entonces:

$$S = \frac{1.6 km}{0.0208h} = 76.8 \approx 77 km/h$$

Debe tenerse presente que el tiempo de viaje, empleado en este cálculo, incluye los tiempos de demora por detenciones debidas a las interrupciones motivadas por la congestión del tránsito y por dispositivos de control. En otras palabras, esos tiempos representan el tiempo total requerido para cruzar o recorrer el tramo especificado, incluyendo las demoras.

Distintos parámetros de la velocidad pueden ser aplicados a la corriente del tránsito. Ellos incluyen:

➤ **Velocidad media de marcha.**- Es una medida de la corriente de tránsito basada en la observación del tiempo de viaje empleado en cruzar una sección de camino de longitud conocida. Esta velocidad se obtiene dividiendo la longitud del tramo por el tiempo

promedio de marcha de los vehículos que lo cruzan. El tiempo de marcha incluye sólo el tiempo en que los vehículos han estado en movimiento.

➤ **Velocidad media de viaje.-** Es una medida de la corriente de tránsito basada en el tiempo de viaje observado en una longitud conocida de un camino. Esta velocidad se obtiene dividiendo la longitud del tramo considerado por el tiempo promedio de viaje de los vehículos que cruzan el segmento del camino, incluyendo todas las demoras por detenciones. Es también llamada velocidad media espacial.

➤ **Velocidad media espacial.-** Es un término estadístico que designa una velocidad media basada en el tiempo promedio de viaje de los vehículos que circulan por el tramo de camino en estudio. Esta velocidad es llamada velocidad media espacial porque el tiempo promedio de viaje pondera el correspondiente tiempo promedio que cada vehículo consume en un tramo definido o espacio de camino.

➤ **Velocidad media instantánea.-** Es el promedio aritmético de las velocidades de los vehículos que pasan por un punto del camino. También es llamada “velocidad media puntual”. Se la obtiene registrando la velocidad de cada uno de los vehículos que pasan por punto de medición y promediándolas en forma aritmética.

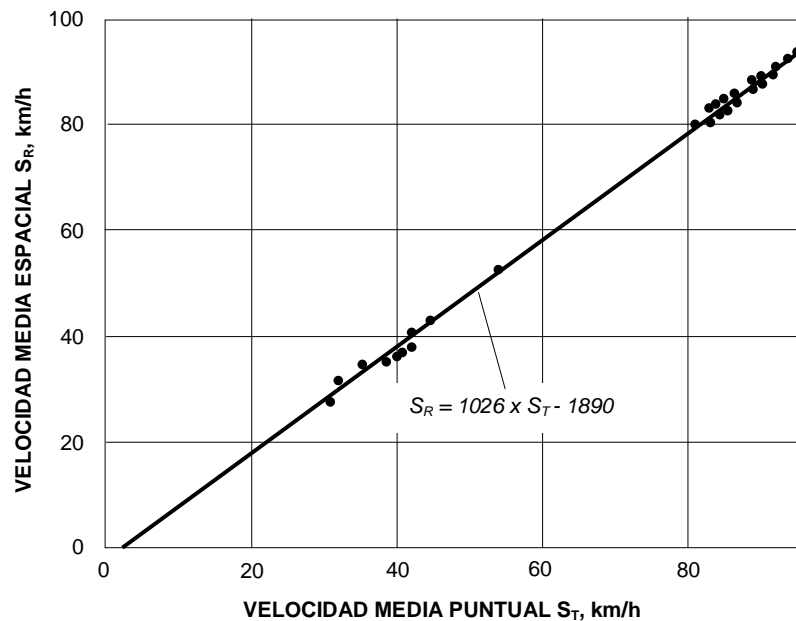
➤ **Velocidad en flujo libre.-** Es la velocidad promedio de los vehículos en un dado camino, medida bajo las condiciones de bajos volúmenes de tránsito, cuando los conductores pueden circular a la velocidad que ellos desean y no están restringidos por ninguna demora impuesta por los elementos de control.

Para la mayoría de los procedimientos de análisis, empleados en el Manual de Capacidad, que utilizan la velocidad como una medida de la eficiencia de un camino, la velocidad media de viaje es el parámetro que la define.

Para todos los caminos de flujo ininterrumpido que no operan bajo las condiciones impuestas por el Nivel de Servicio E, la velocidad media de viaje y la velocidad media de marcha son iguales.

La Figura N° 2-1 muestra la relación existente entre la velocidad media instantánea y la velocidad media espacial. Esta última es siempre menor que la velocidad media instantánea, disminuyendo esa diferencia en la medida en que se incrementa el valor absoluto de la velocidad. Basada en los análisis estadísticos de los datos observados, esta relación resulta de gran utilidad, pues resulta más fácil medir la velocidad media instantánea que la velocidad media espacial.

Figura N° 2-1: Relación típica entre la velocidad media instantánea y la velocidad media espacial.



Resulta posible calcular ambas velocidades medias, la instantánea y la espacial, a partir de una muestra de velocidades individuales. Por ejemplo, tres vehículos han sido registrados con velocidades de 48, 64 y 80 km/h. El tiempo empleado por ellos en recorrer 1.6 km es de 2,0 min., 1,5 min. y 1,2 min., respectivamente. La velocidad media instantánea es de 64 km/h, calculada de la siguiente forma: $(48 + 64 + 80) / 3$. La velocidad media espacial es de 40.85 km/h, calculada de la siguiente forma: $64[3 / (2,0 + 1,5 + 1,2)]$.

A los efectos de llevar a cabo un análisis de la capacidad, la mejor forma de medir las velocidades es mediante la observación del tiempo de viaje sobre una determinada longitud de camino. Para los caminos con flujo ininterrumpido que están operando en las condiciones de flujo estable, la longitud del tramo sobre la cual se mide el mencionado tiempo de viaje puede ser de pocos centenares de metros.

Como una de las medidas de la eficiencia de un camino, la velocidad reconoce las expectativas de los conductores acerca de la misma y de las características y funciones del camino. Así por ejemplo, un conductor desea desarrollar mayores velocidades en las autopistas que en las calles urbanas. Bajas velocidades en flujo libre son tolerables en un camino con un severo alineamiento, tanto horizontal como vertical, pues los conductores no

se sienten cómodos manejando, en ellos, a altas velocidades. Los criterios para la determinación de los niveles de servicio, reflejan esas expectativas.

2.4.-DENSIDAD.

La densidad es definida como el número de vehículos que ocupan una dada longitud de un carril o de una calzada, en un determinado instante. A los efectos de los cálculos empleados por el Manual de Capacidad, la densidad se promedia en el tiempo y se expresa en vehículos por kilómetro (veh/km) o en automóviles por kilómetro (aut/km)

La medición directa de la densidad de un camino, es dificultosa pues tal operación requeriría poder contar con una adecuada posición desde la cual pudiera observarse, fotografiarse, filmarse o videogravarse, una longitud significativa de ese camino.

Sin embargo, la densidad puede ser calculada partiendo de los valores de la velocidad media de viaje y del volumen horario equivalente, elementos estos de fácil medición.

Partiendo de los mencionados parámetros, la Ecuación N° 2-5 permite obtener el valor de la densidad.

$$D = \frac{v}{S} \quad (2-5)$$

en la cual:

v = volumen horario equivalente (v/h)

S = velocidad media de viaje (km/h)

D = densidad (v/km)

De esta forma, una sección de camino que tenga un volumen horario equivalente de 1.000 veh/h con una velocidad media de viaje de 50 km/h, tendrá una densidad de:

$$D = \frac{1.000(veh/h)}{50(km/h)} = 20(veh/km)$$

La densidad resulta ser un parámetro crítico para los caminos de flujo ininterrumpido debido a que ella permite distinguir la calidad de las operación del tránsito pues a partir de la densidad no sólo puede determinarse la separación media entre vehículos, sino que además refleja la libertad de maniobra existente en el flujo de tránsito.

En las arterias semaforizadas el término “*ocupación de la calzada*” es frecuentemente utilizado como sustituto de la densidad pues es de más fácil determinación.

La *ocupación espacial* es definida como la proporción de la longitud de calzada ocupada por los vehículos, mientras que la *ocupación en tiempo* identifica la proporción de tiempo durante el cual una sección de camino es ocupada por los vehículos

Bajo el supuesto de la existencia de un flujo heterogéneo o de una conocida composición del flujo de tránsito, ambos tipos de ocupación pueden utilizarse en forma indistinta como una estimación de la capacidad.

2.5.- INTERVALO Y ESPACIAMIENTO.

En la corriente vehicular sus componentes viajan distanciados unos de otros, dejando entre sí un cierto espacio que puede ser medido según su longitud o bien de acuerdo al tiempo que separa dos vehículos sucesivos, denominándoselos espaciamiento e intervalo, respectivamente.

En consecuencia se tendrán que, acorde con el Manual de Capacidad, los términos espaciamiento e intervalo pueden ser definidos de la siguiente forma:

- **Intervalo:** Es el tiempo transcurrido entre el paso de dos vehículos sucesivos a través de un punto de un carril o calzada, medido entre el mismo punto de cada vehículo (por ejemplo de paragolpe delantero a paragolpe delantero de ambos vehículos).
- **Espaciamiento:** Es la distancia entre vehículos sucesivos de la corriente de tránsito, medida entre el mismo punto de cada vehículo.

Estas características de la corriente vehicular, son consideradas “microscópicas” por cuanto ellas están relacionadas únicamente a pares individuales de vehículos.

Dentro de cualquier corriente de tránsito los valores de ambos parámetros, espaciamiento e intervalo entre vehículos individuales, están distribuidos según un cierto rango de valores generalmente relacionados con la velocidad de esa corriente y de las condiciones prevalecientes.

Además, si se considera la totalidad del flujo de tránsito, estos parámetros “microscópicos” están relacionados con aquellos “macroscópicos” de la corriente vehicular, como lo son la densidad y el volumen horario equivalente.

El espaciamiento es una distancia medida en metros y puede ser determinada directamente mediante la medición del espacio existente entre puntos comunes de los vehículos sucesivos en un determinado instante. Esto generalmente requiere la aplicación de complejas técnicas de la aerofotogrametría, de manera tal que la determinación del espaciamiento descansa sobre otras mediciones.

Por el contrario el intervalo puede ser determinado mediante el cronometraje de los vehículos que pasan por un punto del camino.

El promedio del espaciamiento entre vehículos en la corriente de tránsito está directamente relacionado con la densidad de la corriente de tránsito, determinada mediante el empleo de la Ecuación N° 2-6 .

$$Densidad (veh / km) = \frac{1.000 m}{espaciamiento (m / veh)} \quad (2 - 6)$$

La relación entre el promedio del espaciamiento y el promedio del intervalo en la corriente de tránsito depende de la velocidad, tal como se indica en la Ecuación N° 2-7.

$$Intervalo (seg. / veh) = \frac{espaciamiento (m / veh)}{velocidad (m / seg.)} \quad (2 - 7)$$

Esta relación también es válida para los intervalos y espaciamientos individuales entre pares de vehículos. La velocidad corresponde a la del segundo vehículo del par que se mide. El volumen también esta relacionado con el intervalo promedio de la corriente del tránsito por medio de la Ecuación N° (2-8).

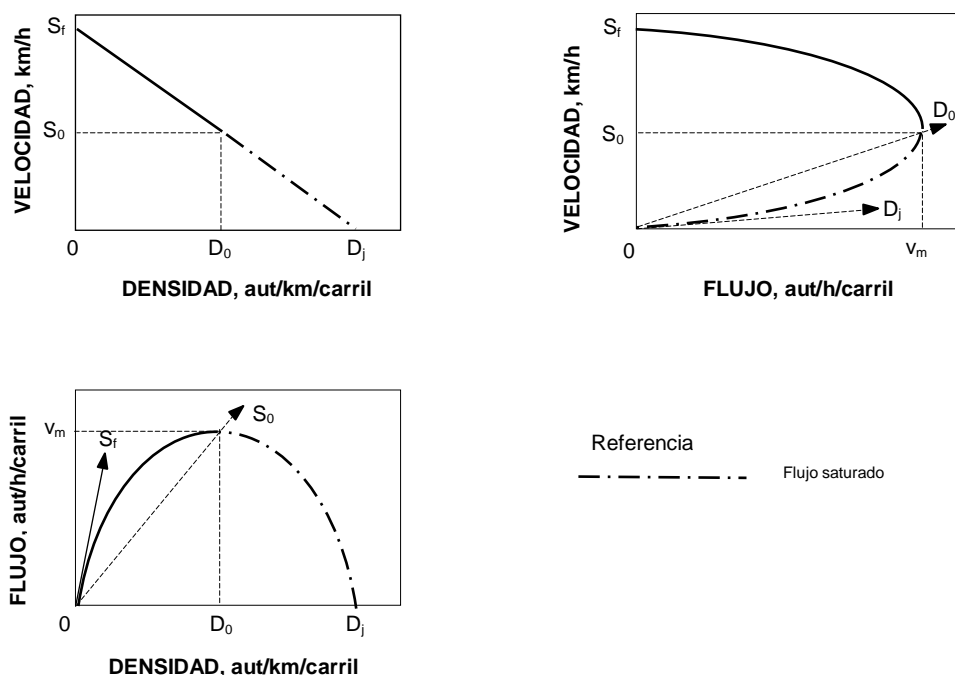
$$Velocidad = \frac{3.600 (seg/h)}{intervalo (seg/veh)} \quad (2 - 8)$$

2.6.- RELACIONES ENTRE LAS VARIABLE BÁSICAS.

La Ecuación N° 2-5 vista anteriormente, expresa la relación básica que existe entre los tres parámetros que permiten describir un flujo de tránsito ininterrumpido. Pero no obstante que la ecuación $v = V \times D$ algebraicamente, permite la existencia de un número infinito de combinaciones de los valores de la velocidad y de la densidad, que satisfacen la misma para un dado volumen horario equivalente, existen otras relaciones que restringen la variedad de condiciones de circulación que pueden existir en una sección de un camino dado.

La Figura N° 2-2 muestra la forma general de esas relaciones, las que, por otra parte, constituyen la base filosófica de los estudios de la capacidad de los caminos con flujo ininterrumpido.

Figura N° 2-2: Relaciones generales entre la velocidad, la densidad y el volumen horario equivalente en caminos de flujo ininterrumpido.



Aunque existen teorías del flujo de tránsito más sofisticadas, la adopción de una relación lineal entre la velocidad y la densidad simplifica la explicación de las mencionadas relaciones.

Por otra parte se hace necesario destacar el porqué de la disposición de las funciones mostradas en la Figura N° 2-2. La función volumen horario equivalente - densidad se presenta debajo de la relación velocidad - densidad por cuanto ambas tienen en común la escala horizontal, mientras que a la función velocidad - volumen horario equivalente se la ha ubicado a la derecha de la relación velocidad - densidad pues tienen la misma escala vertical. Es de hacer notar que la velocidad representada corresponde a la velocidad media espacial, o sea la velocidad media de viaje.

Si bien las formas de esas relaciones son similares para todos los tipos de caminos con flujo ininterrumpido, la forma exacta de las mismas y los valores numéricos que las

definen, dependen de las condiciones prevalecientes del tránsito y de la calzada, existentes en la sección de camino que se está analizando.

Por otra parte aunque los diagramas de la Figura N° 2-2 muestran curvas continuas, es muy poco probable que al realizarse una medición de tales variables pueda encontrarse un rango completo de las funciones. El porqué de estas características puede ser estudiado en la publicación “Traffic Flow Fundamentals” del profesor Adolf D. MAY de la Universidad de California.

Las curvas dadas en la Figura N° 2-2 muestran un número de puntos significativos de la corriente de tránsito y entre ellos puede notarse que el valor del volumen horario equivalente puede llegar a hacerse nulo en dos situaciones bien distintas como lo son:

1. Cuando por el camino no circula ningún vehículo, la densidad es nula, como también lo es volumen horario equivalente. Cuando se cumple esta condición el valor de la velocidad es puramente teórico y sería el de aquella que podría seleccionar el primer usuario que utilice esa vía y que presumiblemente tendría un valor muy alto.
2. Cuando la densidad sea tan alta que obligue detenerse a los vehículos, haciéndose en consecuencia nula la velocidad. En este caso el volumen horario equivalente será nulo, pues no hay movimiento y por ende los vehículos no podrán pasar por el punto del carril o calzada en el cual se efectúa la medición. La densidad para la cual todo movimiento vehicular se detiene, es denominada “densidad de atascamiento” (jam density)

Entre esos dos valores extremos la dinámica del tránsito produce un efecto maximizante. Se tiene así, que en la medida en que el volumen horario se incrementa desde un valor nulo, la densidad también aumenta, como consecuencia de la existencia de un mayor número de vehículos en el camino, pero, mientras esto sucede, la velocidad comienza a disminuir debido al incremento de la interacción entre los vehículos

Cuando se tienen bajos valores de la densidad y del volumen, esa disminución de la velocidad es prácticamente imperceptible, pero en la medida en que la densidad continua creciendo, esas curvas densidad – velocidad, indican que la velocidad disminuirá ostensiblemente, hasta alcanzar el valor correspondiente a la capacidad. La capacidad de un camino es alcanzada cuando el producto de la densidad creciente y de la velocidad decreciente da como resultado un valor máximo del volumen equivalente.

El máximo volumen horario equivalente para un determinado camino es su capacidad. A la densidad para la cual se obtiene ese máximo volumen equivalente se la

denomina “*densidad óptima*” aunque también es conocida como “*densidad crítica*” y a la velocidad que corresponde a esa situación se la conoce como “*velocidad óptima*” o bien “*velocidad crítica*”

La pendiente de cualquier línea recta trazada desde el origen de la curva velocidad - volumen horario equivalente a cualquier punto de la curva, representa la densidad, de acuerdo con lo establecido por la Ecuación N° 2-5. De la misma forma, cualquier línea recta en la curva densidad - volumen horario equivalente, representa la velocidad

Como ejemplos de lo anteriormente expresado, la Figura N° 2-2 muestra la velocidad media libre y la velocidad en la capacidad, tanto como la densidad óptima y la de atascamiento.

Esos tres diagramas dados en la referida figura son obviamente redundantes por cuanto de conocerse una cualquiera de las relaciones, las otras dos quedan unívocamente definidas.

Aunque la función velocidad - densidad es empleada fundamentalmente en el desarrollo de los estudios teóricos, el Manual de Capacidad utiliza las otras dos relaciones para la determinación de los niveles de servicio.

En la medida en que el flujo vehicular se aproxima a la capacidad de un camino, las condiciones de circulación se tornan inestables debido a que el espaciamiento entre los vehículos se reduce hasta que, al llegar a la capacidad, no quedan espacios intervehiculares que puedan ser ocupados por un tercero. En estas circunstancias cualquier perturbación provocada por aquellos vehículos que entran o salen del camino, o que realizan un cambio de carril, produce una alteración en la corriente de tránsito que no puede ser ni rápida, ni efectivamente disipada.

En consecuencia cuando el volumen horario equivalente tiende a un valor próximo a la capacidad, las condiciones de operación no pueden ser mantenidas durante largos períodos de tiempo sin que se formen colas de vehículos, produciéndose inevitablemente, las condiciones de flujo forzado.

Tal como puede apreciarse en la Figura N° 2-2, cualquier volumen horario equivalente, puede ser alcanzado u obtenido bajo dos condiciones bien diferentes, una de ellas con altas velocidades y baja densidad y la otra con una situación inversa, es decir con baja velocidad y alta densidad.

La totalidad de la sección de esas curvas correspondiente a alta densidad y baja velocidad, representa las condiciones de flujo inestable o de circulación forzada. En cambio, la parte correspondiente a altas velocidades y bajas densidades, representa la condición de flujo estable, siendo esta la zona sobre la cual se centra el estudio de la capacidad de un camino. Las partes correspondientes a altas densidades y bajas velocidades de las curvas, representan el flujo sobresaturado. Cuando se tienen esas condiciones de flujo sobresaturado, pueden ocurrir rápidos cambios en las condiciones de operación de los vehículos, pudiéndose producir en cualquier instante el quiebre de la corriente vehicular.

Los niveles de servicio, desde el nivel A hasta el E, son definidos para la parte estable de las curvas, siendo el límite del máximo volumen horario equivalente correspondiente al nivel de servicio E, el correspondiente a la capacidad para flujo ininterrumpido.

El nivel de servicio F, utilizado para describir las condiciones del flujo congestionado, queda representado por la parte correspondiente a las funciones de alta densidad y baja velocidad.

CAPÍTULO 3

SEGMENTOS BÁSICOS DE UNA AUTOPISTA

3.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

3.1.1.- INTRODUCCIÓN.

Una autopista puede ser definida como un camino de calzadas separadas, con control total de accesos y con dos o más carriles, por sentido de circulación, para el uso exclusivo del tránsito.

Las autopistas constituyen el único tipo de camino que proporciona un flujo vehicular totalmente “ininterrumpido” y en ellas no existen intersecciones a nivel y no está permitido el ingreso y egreso directo de vehículos desde y hacia las propiedades linderas. Las entradas y salidas a la autopista sólo pueden ser realizadas a través de las respectivas ramas de ingreso y egreso, las cuales son proyectadas para permitir que las maniobras de divergencia y convergencia puedan ser realizadas a alta velocidad, minimizando de esa forma las interferencias a la corriente principal del tránsito. Por otra parte las corrientes de tránsito de sentido opuesto están separadas en forma permanente, ya sea mediante una barrera, una isleta de tránsito, ambas elevadas sobre el nivel del pavimento o bien por un cantero central divisorio, construido a nivel,

En las autopistas no existen detenciones de la corriente vehicular motivadas por causas externas a la misma, como ser intersecciones semaforizadas o controladas por la señal de PARE.

Las condiciones de circulación en una autopista resultan ser una consecuencia de las interacciones entre los vehículos y conductores que por ella circulan y entre ellos y las características geométricas de la vía. Las condiciones de operación, son también afectadas por las condiciones ambientales, como ser las climáticas, o las de iluminación, por el estado del pavimento y por la existencia de incidentes de tránsito, etc.

Acerca de una autopista de peaje puede decirse que ella, desde el punto de vista de la circulación, es similar a una autopista común, excepto que en aquella se cobra el peaje en puntos determinados ubicados a lo largo de su extensión. Aunque el cobro del peaje implica interrupciones al tránsito, estas autopistas pueden ser consideradas, en forma general,

como autopistas con flujo libre. No obstante ello, debe ponerse especial cuidado con las características singulares, las restricciones y las demoras provocadas por las instalaciones para el cobro del peaje.

El sistema de autopistas es la suma total de todas las autopistas existentes en un área dada. El analista debe comprender que las autopistas del sistema pueden tener interacciones entre ellas tanto como con otros caminos y calles locales y consecuentemente debe prestar atención a las mencionadas interacciones. No obstante ello debe también prestar especial atención las características especiales, restricciones y demoras causadas por las instalaciones para el cobro de peaje.

Si el sistema de calles locales no puede dar cabida a los volúmenes de salida de una autopista, la sobresaturación del sistema de calles puede dar como resultado la formación de colas en la autopista, lo cual, sin lugar a dudas, afectará el comportamiento normal de la autopista. En efecto, la limitada capacidad del sistema de calles local, reduce la efectiva capacidad de la rampa de salida. En consecuencia, Si la capacidad del sistema urbano de calles puede acomodar el volumen de salida de la autopista se constituye en el principal factor en la determinación de si el análisis de la autopista refleja el comportamiento de la misma. De la misma forma el control ejercido sobre una rampa de ingreso afecta la demanda de la autopista y debe ser tomado en consideración cuando se efectúa el análisis de una autopista.

Se supone también que las autopistas, componentes de un sistema, tienen una cierta interacción entre ellas y realmente ello es así por cuanto las autopistas pueden tener interacciones con otras autopistas, de la misma manera que las tienen con la red de calles urbanas. Consecuentemente las condiciones de flujo libre deben mantenerse tanto corriente arriba como corriente abajo de la autopista analizada. En otras palabras, el análisis de una autopista puede presentar una sobresaturación local dentro de extensión, pero la misma no puede afectar al resto del sistema.

Los procedimientos de cálculo, empleados por el Manual de Capacidad, tienen como propósito final relacionar las probables características de circulación de una autopista con las condiciones geométricas de la misma y las del tránsito, que puedan existir durante un determinado período de tiempo, en una sección de ella.

3.1.2.- COMPONENTES DE UNA AUTOPISTA.

En general, una autopista está conformada por tres tipos de componentes, los cuales se indican a continuación.

- **Segmentos básicos de la autopista:** Son aquellas secciones de la autopista que no son afectadas por los movimientos de convergencia y divergencia que se producen en las proximidades de las ramas de entrada y salida, ni por las maniobras de entrecruzamiento.
- **Secciones de entrecruzamiento:** Son aquellos tramos de la autopista en los cuales dos o más flujos de tránsito cruzan sus trayectorias a lo largo de una determinada longitud de aquella. Las secciones de entrecruzamiento son generalmente formadas cuando un área de convergencia es seguida, a muy corta distancia, por una de divergencia o también cuando una rama de entrada es seguida por una de salida y ambas están unidas por un carril auxiliar continuo.
- **Intersecciones con ramas:** Son aquellos sectores de la autopista en los cuales una rama de entrada o de salida se une con aquella. La unión formada en ese sector constituye una zona de turbulencia debido a la concentración de vehículos que convergen o divergen y cuya velocidad difiere de la mantenida por los vehículos que circulan por la autopista.

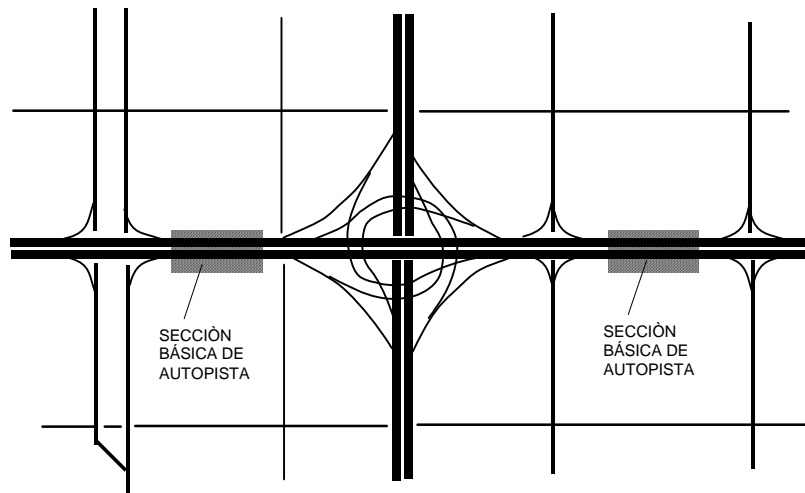
La Figura 3-1 muestra los distintos tipos de componentes de una autopista.

3.1.3.- TERMINOLOGÍA.

Si bien ya se han visto las definiciones acerca de los parámetros básicos del flujo de tránsito que se emplean para el cálculo de la capacidad, existen una serie de términos y definiciones que resultan de sumo interés para los procedimientos de cálculo que se emplearán en la determinación de la capacidad de un segmento básico de una autopista. Ellos son los siguientes:

- **Capacidad de una autopista:** es el máximo volumen horario equivalente, correspondiente a un período de 15 min. , en un sentido determinado, que puede ser acomodado por un segmento básico de autopista bajo las condiciones prevalecientes de calzada y tránsito
- **Características del tránsito:** cualquiera de las características de la corriente vehicular que afecte a la capacidad o a las condiciones de operación, incluyendo la proporción de cada tipo de vehículo que integra la corriente vehicular y lo familiarizados que los conductores estén con la ruta.

Figura N° 3-1: Componentes de una autopista.

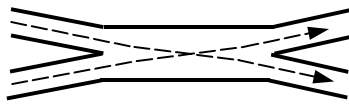


SECCIÓN BÁSICA DE AUTOPISTA

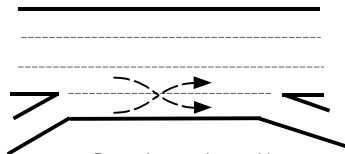


a. Fuera de las influencias de las ramas o de las secciones de entrecruzamiento

SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO



b. Área de convergencia seguida de divergencia

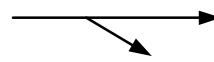


c. Rama de entrada seguida por rama de salida

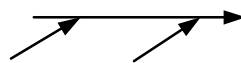
INTERSECCIÓN CON RAMAS



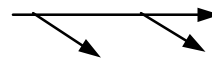
d. Rama de entrada aislada



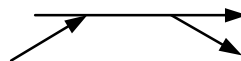
e. Rama de salida aislada



f. Ramas de entrada consecutivas



g. Ramas de salida consecutivas



h. Rama de entrada seguida por una rama de salida sin carril auxiliar

- **Características de la calzada:** son las características geométricas del segmento de autopista en estudio, incluyendo el número y ancho de los carriles, distancia desde el borde del pavimento a las obstrucciones laterales ubicadas, en la banquina derecha, distancia entre los distribuidores sucesivos y configuración de los carriles.
- **Velocidad en flujo libre:** es velocidad media de los automóviles cuando circulan en presencia de volúmenes equivalentes de tránsito, tanto bajos como moderados, que pueden ser servidos por una sección uniforme de autopista en las condiciones prevalecientes de calzada y tránsito.
- **Condiciones de referencia:** son una serie de condiciones geométricas y de tránsito empleadas como punto de partida para el cálculo de la Capacidad y de los Niveles de Servicio.

Debe tenerse presente que el análisis de la capacidad, está basado en que los segmentos de autopistas deben tener condiciones uniformes de tránsito y de calzada. Si alguna de esas condiciones prevalecientes experimentara variaciones significativas, la capacidad del segmento y sus condiciones de operación también variarán y por lo tanto cada tramo debe ser analizado en forma separada.

3.1.4.- CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DE TRÁNSITO.

El flujo de tránsito dentro de las secciones básicas de una autopista, puede ser altamente variable, dependiendo ello de las condiciones de los estrangulamientos de tránsito que se produzcan ya sea corriente arriba como corriente abajo del flujo vehicular y que lo limitan tanto en la sección como fuera de ella.

Los estrangulamientos de la corriente de tránsito, comúnmente denominados “cuello de botella” pueden ser originados por: una convergencia desde una rama de entrada, una sección de entrecruzamiento, la anulación de un carril, actividades de mantenimiento o construcción, accidentes y por objetos ubicados en el camino. Un incidente no bloquea el carril como para crear un punto de estrangulamiento. Los vehículos descompuestos detenidos en el cantero central o en la banquina, pueden influenciar al tránsito de los carriles dentro de la autopista.

Los resultados de las investigaciones recientes, realizadas en distintas autopistas, han llevado a un mejor conocimiento de las características de su flujo vehicular con relación

a la existencia de puntos de estrangulamiento ubicados ya sea corriente arriba o corriente abajo de la sección analizada.

El flujo de tránsito dentro de una sección básica de autopista, en forma general, puede ser clasificado en tres tipos distintos de flujo: *flujo libre*, *flujo de descarga de una cola* y *flujo congestionado*. Cada uno de esos tipos del flujo vehicular puede ser definido dentro de los rangos generales de variación de la relación existente entre la velocidad, el volumen y la densidad, y representan las diferentes condiciones de circulación en la autopista.

- **Flujo libre:** representa el movimiento vehicular que no está afectado por las condiciones imperantes en el flujo, tanto corriente arriba como corriente abajo del tramo considerado. Este régimen de flujo es definido, generalmente, dentro de los siguientes rangos de velocidades:
 - a.- Entre los 88 y 120 km/h, para volúmenes de tránsito bajos y moderados
 - b.- Entre los 72 y 105 km/h, para volúmenes de tránsito altos.
- **Flujo de descarga de una cola:** representa el flujo de tránsito que recién acaba de pasar a través de un punto o sección de estrangulamiento y se encuentra acelerando para alcanzar, nuevamente, la velocidad en flujo libre de la autopista. El flujo de descarga de una cola está caracterizado por un flujo relativamente estable hasta tanto, el efecto de otro cuello de botella ubicado corriente abajo se haga presente. Éste tipo de flujo vehicular está determinado, generalmente, para una pequeña variación del volumen, comprendida entre los 2.000 y 2.300 automóviles por hora y por carril, con velocidades que normalmente varían entre los 56 km/h y el valor correspondiente a la velocidad en flujo libre. Velocidades menores a las mencionadas pueden ser observadas en aquellos sectores ubicados inmediatamente después del punto de estrangulamiento. Normalmente, el flujo de descarga de una cola acelera para alcanzar nuevamente la velocidad en flujo libre dentro de una distancia comprendida entre los 800 y 1.600 m a partir del punto de descarga, dependiendo ello de las características del alineamiento horizontal y vertical. Estudios recientes han demostrado que el flujo de descarga de una cola es menor que el flujo máximo observado en los tramos anteriores al sector en el cual se produce el estrangulamiento de la corriente vehicular. Como una regla general puede decirse que esa caída del volumen de tránsito está en el orden del 5%.
- **Flujo congestionado:** representa el flujo de tránsito que está influenciado por el efecto de un estrangulamiento de la corriente vehicular producido corriente abajo de la sección considerada. El volumen de tránsito que opera en un régimen de circulación congestionado puede variar dentro de un amplio rango de volúmenes y velocidades

dependiendo ello de la severidad del estrangulamiento producido. Las colas que se originan en una autopista difieren de las que acontecen en las intersecciones en que ellas no son estáticas o “permanentes” (duraderas). En las autopistas los vehículos se mueven muy lentamente a través de la cola, con períodos de detención y movimiento.

3.1.4.1.- Relaciones entre el volumen, la velocidad y la densidad.

Las Figuras N° 3-2 y N° 3-3 muestran las características de las relaciones entre la velocidad, el volumen horario equivalente y la densidad para los segmentos básicos de autopista que operan bajo condiciones tanto de referencia, como aquellas que no lo son, y en las cuales se conoce la velocidad en flujo libre (VFL).

Todos los estudios recientemente realizados acerca de las condiciones de circulación en las autopistas han indicado que la velocidad en ellas desarrollada es poco o nada sensible al volumen de tránsito, si éste es bajo o moderado.

La mencionada conclusión se encuentra reflejada en la Figura N° 3-2, en la cual puede apreciarse que la velocidad se mantiene constante hasta valores del volumen equivalente de hasta 1.300 automóviles por hora y por carril, cuando la velocidad en flujo libre es de 112 km/h. Para autopistas con velocidades en flujo libre menores que la anteriormente mencionada, la zona para la cual la velocidad no es sensible a los volúmenes equivalentes se extiende a valores mayores de estos últimos.

De acuerdo con lo expresado en el párrafo anterior, la velocidad en flujo libre puede ser fácilmente medida en el terreno, como la velocidad promedio de los automóviles cuando el volumen horario equivalente es menor de 1.300 automóviles por hora y por carril. La determinación en el terreno de la velocidad en flujo libre es fácilmente realizable mediante la ejecución de estudios de tiempo de viaje o de velocidad puntual, llevados a cabo durante los períodos de bajos volúmenes de tránsito.

No obstante que en la Figura N° 3-2 sólo se muestran las curvas correspondientes a las velocidades en flujo libre de 120, 112, 104, 96 y 84 km/h, la curva representativa de cualquier otra velocidad, comprendida entre los 120 y 84 km/h puede ser obtenida mediante una interpolación de valores. Además, corresponde aclarar que la curva representativa de la velocidad en flujo libre de 120 km/h, la cual se corresponde con el reciente incremento de la velocidad límite en muchas autopistas rurales de los EE.UU. y que está indicada mediante una línea punteada, no está basada en los resultados de las investigaciones realizadas “in situ”, sino que fue creada mediante la extrapolación de los valores correspondientes a la curva de velocidad en flujo libre de 112 km/h.

La capacidad a velocidades en flujo libre, mayores o iguales a los 112 km/h es considerada de 2.400 automóviles por hora y por carril

Figura N° 3-2: Relación volumen – velocidad para segmentos básicos de autopistas.

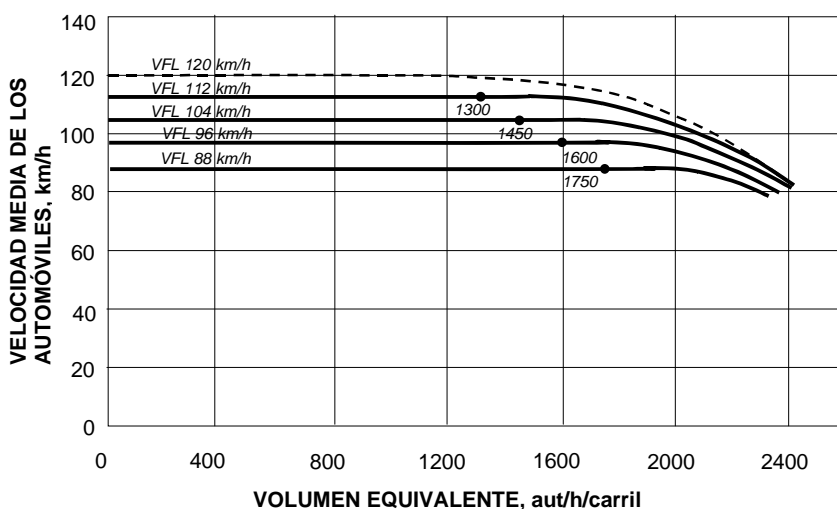
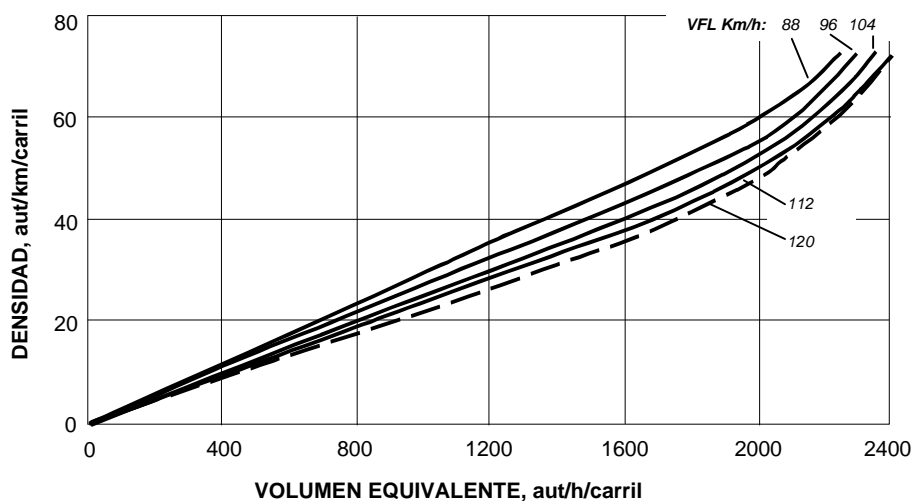


Figura N° 3-3: Relación velocidad – volumen para segmentos básicos de autopistas.



Las investigaciones vinculadas con esas curvas de las velocidades en flujo libre, determinaron que el número de factores que afectan a esa velocidad, incluye: el número y el ancho de los carriles, la distancia a las obstrucciones laterales, y la densidad o separación de los distribuidores de tránsito en la sección. Existen otros factores sobre los cuales se presume que también afectan a la velocidad en flujo libre, pero son pocos los conocimientos que se tienen sobre ellos. Esos factores son: el alineamiento horizontal y vertical, la

velocidad límite, el nivel de vigilancia y contralor policial, las características de iluminación y las condiciones climáticas.

Bajo condiciones de referencia de tránsito y de calzada, las autopistas podrían operar con capacidades tan altas como los 2.400 automóviles por hora y por carril. Estos valores de la capacidad son frecuentemente alcanzados en autopistas con velocidades en flujo libre iguales o mayores a los 112 km/h. En la medida en que la velocidad en flujo libre decrece, se produce una pequeña disminución de la capacidad. Así por ejemplo, la capacidad de una sección básica de una autopista que opere con una velocidad en flujo libre de 88 km/h, puede alcanzar a los 2.250 automóviles por hora y por carril

La velocidad promedio de los automóviles, que circulan en un flujo con un volumen equivalente cuyo valor represente la capacidad, puede variar desde los 85 km/h para valores de la velocidad en flujo libre igual o mayor de los 112 km/h, hasta 80 km/h en las secciones cuya velocidad en flujo libre es de 88 km/h.

Del análisis de estos valores puede comprobarse que en la medida en que la velocidad en flujo libre se incrementa, mayor es la reducción de la velocidad media de los automóviles cuando los valores de los volúmenes equivalentes se aproximan a la capacidad. En efecto para una velocidad en flujo libre de 112 km/h la pérdida de velocidad alcanza a 27 km/h, mientras que esa disminución sólo alcanza a 8 km/h para el caso de una velocidad en flujo libre de 88 km/h.

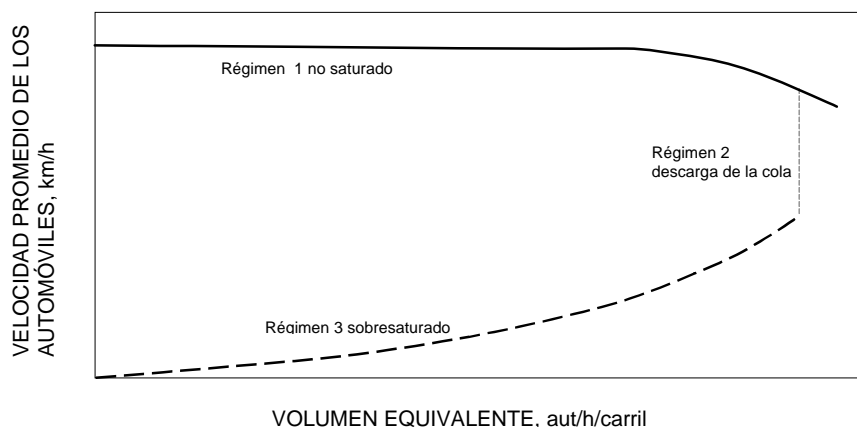
Tal como puede apreciarse en la Figura N° 3-2, el valor del punto a partir del cual un incremento del volumen equivalente comienza a afectar la velocidad promedio de los automóviles varía desde los 1.300 a los 1.750 aut/h/carril. La velocidad promedio comienza a disminuir a partir de un volumen equivalente de 1.300 aut/h/carril para una autopista con una velocidad en flujo libre de 112 km/h, o mayor. En las autopistas con velocidades menores que la mencionada, la velocidad en flujo libre comienza a reducirse para volúmenes equivalentes mayores.

3.1.4.2.- Descarga de una Cola y Flujo Congestionado.

En forma distinta a lo acontecido con el flujo libre el flujo de descarga de una cola y el flujo congestionado no han sido tan ampliamente analizados, y además estos flujos pueden ser altamente variables. Sin embargo, las investigaciones acerca del flujo vehicular en las autopistas, llevadas a cabo desde 1990 han permitido obtener un cierto conocimiento acerca de las posibles relaciones velocidad – volumen que describen ambos tipos de flujos. La

Figura N° 3-4, que sólo se brinda a título informativo, presenta una supuesta relación entre las variables mencionadas.

Figura N° 3-4: Descarga de una cola y congestión.



Esta relación no es considerada en los procedimientos para la determinación de los Niveles de Servicio que se verán más adelante, los cuales son únicamente aplicables para las condiciones de flujo libre. En el Manual de Capacidad se aclara explícitamente que si bien la relación velocidad – volumen, dada en la Figura N° 3-4 puede proporcionar un modelo general para la predicción de las velocidades que se experimentan en los regímenes de flujo de descarga de una cola o de flujo congestionado, ella debe considerarse como un modelo conceptual y es necesario llevar a cabo nuevas investigaciones a los efectos de poder definir con mayor precisión el comportamiento del flujo vehicular en estos dos tipos de regímenes de operación.

3.1.5.- FACTORES QUE AFECTAN LA VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE.

Se ha determinado que la velocidad en flujo libre que puede desarrollarse en las autopistas depende básicamente de las condiciones de tránsito y calzada existente en ellas. Esas condiciones se tratan a continuación.

3.1.5.1.- Ancho de Carril y Distancia a las Obstrucciones Laterales.

Cuando el ancho de los carriles es menor de 3.65 m, los conductores se ven forzados a circular, lateralmente, más próximos uno de otro, de lo que ellos normalmente desean, y consecuentemente tienden a compensar este efecto reduciendo su velocidad.

Por otra parte una restricción lateral produce un efecto similar, es decir, también obliga a los conductores a circular con una menor separación lateral entre sí. Cuando los objetos están ubicados muy próximos al borde del cantero central o el de la banquina derecha los conductores que circulan por los correspondientes carriles contiguos, se apartan de esos obstáculos, ubicándose ellos mismos más lejos del borde del carril. Esta distancia lateral reducida produce el mismo efecto que ocasionan los carriles angostos: ellas fuerzan a los conductores a circular, como se dijo, con una menor separación lateral entre sus vehículos. El efecto que los objetos próximos al borde del pavimento, producen sobre los conductores que circulan por el carril adyacente a la banquina derecha, es mayor que el ocasionado sobre los que circulan por el carril próximo al cantero central.

Los conductores que circulan por el carril adyacente al cantero central parecen sentirse afectados cuando los obstáculos, ubicados sobre él, están a menos de 0.60 m del borde izquierdo del pavimento, mientras que los conductores que circulan por el carril pegado a la banquina, son afectados cuando el espacio libre de obstáculos es menor de 1.80 m. La Ilustración 3.1 muestra el efecto que el ancho de carril y la reducción del espacio libre de obstáculos, ejercen sobre la distribución lateral de los vehículos. La Ilustración 3.2 muestra una sección de autopista considerada que reúne o excede las condiciones de referencia con respecto al ancho de los carriles y las distancias a las obstrucciones laterales.

3.1.5.2.- Número de Carriles.

El número de carriles de una sección de autopista tiene influencia sobre la velocidad en flujo libre. En la medida en que se incrementa el número de carriles se proporciona a los conductores la oportunidad de poder ubicarse en aquellos que les permitan evitar el tránsito lento.

Las características comunes de conducción en una autopista, hacen que el tránsito tienda a distribuirse en los distintos carriles, según la velocidad que desarrollan.

De acuerdo con lo expresado, se observa que los vehículos que circulan por el carril adyacente al cantero central, desarrollan una mayor velocidad que la empleada por los que circulan por el carril más próximo a la banquina derecha.

En consecuencia se tiene que una autopista de cuatro carriles (dos por sentido de circulación) proporciona a los conductores, menores oportunidades de poder eludir al tránsito lento, que aquellas autopistas con 6, 8 y 10 carriles.



Ilustración 3-1

Los vehículos se separan de ambos costados y de la barrera central, circulando tan próximo a la línea de carril, como les es posible. La presencia de carriles angostos complica el problema, haciendo dificultoso para dos vehículos circular muy cerca uno del otro.

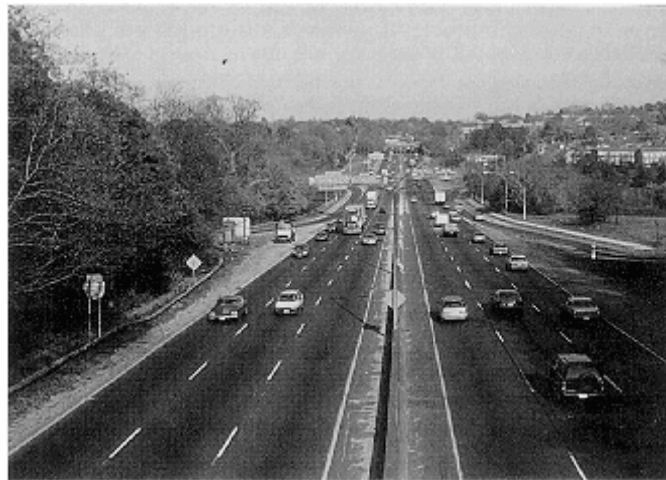


Ilustración 3-2

En condiciones de referencia de ancho de carril y distancia a las obstrucciones laterales, la barrera central de hormigón no provoca el desplazamiento de los vehículos de su posición normal dentro del carril y por lo tanto ella no es considerada una obstrucción.

Esa disminución de la libertad de maniobra que tienen los conductores se traduce en una reducción de la velocidad media de los vehículos existentes en la corriente de tránsito.

3.1.5.3.- Densidad de los Distribuidores.

Las maniobras de convergencia divergencia y entrecruzamiento, íntimamente vinculadas con los distribuidores de tránsito afectan la velocidad de los vehículos.

Las secciones de autopistas que poseen distribuidores de tránsito muy próximos unos de otros, tales como las emplazadas en las áreas urbanas de alto desarrollo, operan a menores velocidades en flujo libre que las secciones de autopistas suburbanas y rurales, en las cuales los distribuidores son menos frecuentes, es decir, están ubicados a mayor distancia entre sí.

Según el Manual de Capacidad, los resultados de las investigaciones más recientes y que constituyen la base de los procedimientos de cálculo empleados para la determinación de la capacidad de las secciones básicas de autopistas, han demostrado que generalmente las velocidades de los vehículos en una autopista disminuyen en la medida en que se incrementa la densidad de los distribuidores.

La distancia promedio de referencia de separación entre distribuidores, en una sección de autopista razonablemente larga (8 a 10 km), es de 3.2 km o más. Por otro lado se tiene que la menor distancia promedio entre distribuidores, considerada posible, es de 800 m, siempre a lo largo de una importante longitud de una autopista

3.1.5.4.- Otros Factores.

La velocidad de diseño, que constituyó un factor importante en los antiguos procedimientos para el cálculo de los niveles de servicio, dejó de ser tenida en cuenta en los nuevos métodos para el cálculo de la capacidad de las autopistas, recientemente incorporados al Manual de Capacidad.

La velocidad de diseño, con la cual se proyectaron los elementos físicos primarios de la autopista, puede afectar la velocidad de viaje que en ella se desarrolla. Particularmente, tanto el alineamiento horizontal, como el vertical, pueden contribuir, positiva o negativamente, sobre la velocidad en flujo libre de una dada sección de autopista.

Aunque los factores que describen el efecto que los distintos elementos del diseño geométrico ejercen sobre la velocidad no han sido incluidos para el cálculo de la capacidad

de autopistas, si alguna de éstas vías presentara condiciones del alineamiento horizontal y vertical, muy severas, en el Manual se recomienda, a quien esté realizando el mencionado cálculo, determinar la velocidad en flujo libre mediante mediciones realizadas en el terreno.

3.1.6.- AUTOMÓVILES EQUIVALENTES.

El concepto de automóvil equivalente está basado en las observaciones efectuadas acerca de las condiciones de circulación en las autopistas donde la presencia de vehículos pesados, incluyendo camiones, ómnibus y vehículos recreacionales, crean condiciones de circulación menores que las condiciones de referencia.

Esas menores condiciones de circulación incluyen mayores y más frecuentes distancias intervehiculares, de excesiva longitud, tanto delante o como detrás de los vehículos pesados. También, la velocidad y el espaciamiento de los vehículos que circulan por los carriles adyacentes pueden ser afectados por la presencia de esos vehículos, grandes y lentos. Por otra parte, el espacio físico que ocupan esos vehículos pesados resulta ser, en forma general, dos o tres veces más grande, en lo que a longitud se refiere, que el ocupado por el automóvil promedio.

A los efectos de poder aplicar el método para la determinación de la capacidad de una autopista, cada vehículo pesado es convertido en un número de automóviles equivalentes. Tal conversión da como resultado un único valor para el volumen equivalente el cual queda expresado en automóviles por hora y por carril. El factor de conversión utilizado es una función de la proporción de vehículos pesados que existe en la corriente vehicular, como así también de la longitud y pendiente de las rampas ascendentes y descendentes.

Las Ilustraciones 3-3 y 3-4 muestran el efecto de los camiones y de los otros vehículos pesados sobre el flujo vehicular de las autopistas.

3.1.7.- TIPO DE CONDUCTORES.

Entre las condiciones de referencia definidas para las autopistas se establece que los conductores, que circulan por ella, deben ser habituales, es decir que realizan todos los días el mismo viaje y por tal razón están familiarizados con las características de la vía.

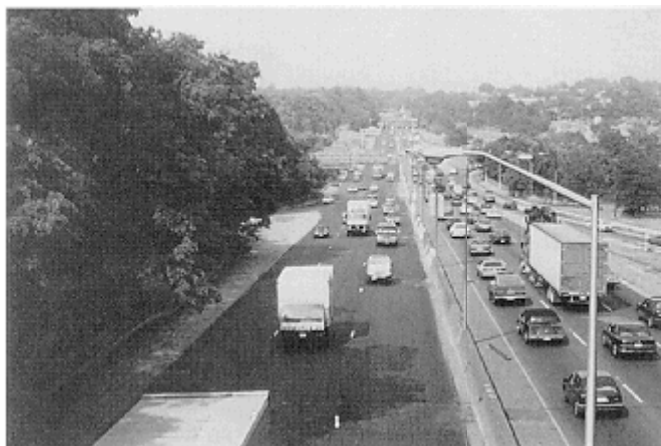


Ilustración 3-3:

Delante de los camiones que están subiendo una rampa se generan grandes espacios libres, no cubiertos por otros vehículos.



Ilustración 3-4

Aún en terrenos relativamente llanos, es inevitable la existencia de grandes espacios delante de los camiones o de cualquier otro vehículo pesado.

Se ha determinado, en distintos estudios realizados a lo largo de los EE.UU. que la población de conductores no habituales presenta características de conducción distintas de aquellas desarrolladas por la población de conductores habituales. Así por ejemplo se ha comprobado que, para las corrientes de tránsito de tipo recreacional, la capacidad de una sección de autopista, puede llegar a ser de un 10% a un 15% menor que la experimentada por esa misma sección cuando por ella circulan conductores habituales de día de semana.

No se ha determinado aún que la presencia de conductores no habituales afecte la velocidad en flujo libre de la autopista y si el analista opta por tener en cuenta ese posible efecto, deberá obtener datos en el terreno que avalen esa hipótesis para ser empleados en los cálculos.

3.1.8.- NIVELES DE SERVICIO.

Aunque la velocidad constituye, para los conductores, un indicador de gran relevancia para medir la calidad de servicio, existen otros parámetros, tales como la libertad de maniobra y la proximidad a otros vehículos, que tienen una fundamental importancia en la evaluación de la mencionada calidad de servicio.

Estos dos últimos parámetros están directamente relacionados con la densidad, la cual, en forma diferente a la velocidad, se incrementa a lo largo de todo el rango de valores del volumen horario equivalente que van desde cero hasta la capacidad, resultando ser, como consecuencia de ello, una medida de la eficacia, sensible a esos volúmenes en todo el rango de valores del flujo vehicular.

Las características operacionales de los seis Niveles de Servicio son mostradas en las Ilustraciones 3-5 a 3-10. Los Niveles de Servicio son definidos para representar razonables rangos de variación de las tres variables críticas del flujo vehicular: velocidad, densidad y volumen.

EL NIVEL DE SERVICIO A: describe las operaciones de los vehículos cuando en los segmentos básicos de autopista prevalecen las condiciones de flujo libre. En estas circunstancias los vehículos circulan prácticamente sin restricción alguna en su capacidad de maniobra dentro de la corriente vehicular. En este nivel de servicio los incidentes del tránsito y los eventuales quiebres de la corriente vehicular pueden ser fácilmente absorbidos.



Ilustración 3-5: Nivel de Servicio A



Ilustración 3-8: Nivel de Servicio D



Ilustración 3-6: Nivel de Servicio B



Ilustración 3-9: Nivel de Servicio E



Ilustración 3-7: Nivel de Servicio C



Ilustración 3-10: Nivel de Servicio F

EL NIVEL DE SERVICIO B: representa condiciones razonables de flujo libre, siendo mantenidas las velocidades en flujo libre. La capacidad de maniobra dentro de la corriente vehicular está ligeramente restringida y el nivel general de la comodidad física y psicológica proporcionada a los conductores es todavía alto. Los efectos de incidentes menores y de los quiebres del flujo pueden ser fácilmente absorbidos.

EL NIVEL DE SERVICIO C: proporciona velocidades que están en, o próximas a, la velocidad en flujo libre de la autopista. La libertad de maniobra en la corriente de tránsito está notablemente restringida y los cambios de carril requieren un mayor cuidado por parte de los conductores. Los efectos de incidentes menores pueden ser aún fácilmente absorbidos, aunque los deterioros locales en el nivel de servicio resultan ya importantes. Es de esperar la formación de colas a partir cualquier quiebre significativo de la corriente.

EL NIVEL DE SERVICIO D: es nivel para el cual las velocidades comienzan a experimentar una ligera declinación al incrementarse los volúmenes horarios equivalentes mientras que la densidad comienza a incrementarse algo más rápido en la medida en que aumentan los mencionados volúmenes. La libertad de maniobra dentro de corriente de tránsito está seriamente limitada y los conductores experimentan niveles más reducidos de comodidad física y psicológica. La existencia de incidentes menores puede dar lugar a la formación de colas sustanciales como consecuencia de que la corriente de tránsito presenta pocos espacios como para absorber las alteraciones producidas.

EL NIVEL DE SERVICIO E: describe para los mayores valores de la densidad, las condiciones de circulación correspondientes a la capacidad. Las características de las operaciones son volátiles debido a que en el flujo de tránsito, virtualmente no existen espacios intervehiculares. Los vehículos circulan dejando muy poco espacio entre sí como para maniobrar dentro de la corriente de tránsito la cual aún circula a velocidades que superan los 78 km/h. Cualquier alteración que se produzca en la corriente de tránsito, como ser la producida por un vehículo que ingresa por una rama de entrada o uno que cambie de carril, pueden dar origen a una onda de perturbación que se propaga corriente arriba. Cuando el volumen de tránsito alcanza los niveles de la capacidad, la corriente vehicular no tiene posibilidad alguna de disipar la más mínima alteración y cualquier incidente puede producir serios cortes del flujo vehicular con la consecuente formación de largas colas. La maniobrabilidad dentro de la corriente vehicular es extremadamente limitada y el nivel de confort físico y psicológico que pueden alcanzar los conductores es extremadamente pobre.

EL NIVEL DE SERVICIO F: describe las condiciones de circulación correspondiente al flujo forzado, situación esta que se produce dentro de las colas que se forman corriente arriba de un punto de quiebre o de estrangulamiento de la misma y que pueden producirse por distintas razones:

- a.- Los incidentes de tránsito provocan una reducción temporaria de la capacidad de un corto tramo de la autopista, de manera tal que el número de vehículos que arriban al lugar es mayor que la cantidad que puede circular o pasar por el mismo.
- b.- La reiteración de puntos de congestión, tales como áreas de convergencia o de entrecruzamiento, en los cuales el número de vehículos que arriban es mayor que la cantidad de vehículos que pasan a través de los mismos
- c.- En predicciones de futuras situaciones, la existencia de lugares en los cuales el volumen horario equivalente correspondiente a la hora pico, previsto excede la capacidad estimada.

En todos los casos mencionados, el corte de la corriente vehicular se produce cuando el cociente entre el volumen horario equivalente, existente o previsto, que arriba al punto de quiebre y el correspondiente a la capacidad estimada es mayor que 1 (uno).

Las condiciones de operación que se experimentan en los puntos ubicados inmediatamente después del punto de estrangulamiento, generalmente están próximas a las de la capacidad y mejorarán a medida en que los vehículos vayan alejándose del “cuello de botella”, suponiendo que no existan problemas adicionales corriente abajo.

El régimen de circulación observado dentro de una cola que opera en el nivel de servicio F es el resultado de un quiebre o de un punto de estrangulamiento existente en alguna sección ubicada flujo abajo y por lo tanto la designación de nivel de servicio F se utiliza para describir las condiciones imperantes en esas secciones como así también las operaciones dentro de la cola que se forma flujo arriba de ese cuello de botella.

Cuando se producen las condiciones correspondientes al nivel de servicio F, existe la posibilidad de que estas se extiendan, flujo arriba, a distancias significantes.

3.1.9.- DATOS REQUERIDOS Y VALORES ESTIMADOS.

La Figura N° 3-5 proporciona los valores que pueden ser empleados como parámetros, por defecto, en ausencia de datos locales. Debe puntualizarse que la obtención de datos medidos en el terreno, para ser empleados en un análisis de capacidad es el medio más confiable de determinar los valores de los parámetros, a utilizar en los cálculos. Únicamente cuando esto no sea posible, podría ser considerada la utilización de los valores dados por defecto.

Figura N° 3-5: Datos requeridos y valores por defecto para segmentos básicos de autopistas

Datos requeridos	Valores por defecto
Datos geométricos	
Número de carriles	-----
Ancho de carril	3,65 m
Ancho de banquina	1,80 m
Densidad de distribuidores	-----
Rampa específica o terreno natural	Llano
VFL de referencia	120 km/h en zona rural, 112 km/h en zona urbana
Demanda	
Longitud del período de análisis	15 min.
Factor de hora pico	0,88 en zona rural, 0,92 en zona urbana
Porcentaje de vehículos pesados	10% en zona rural, 5% en zona urbana
Factor por el tipo de conductores	1,00

3.1.9.1.- Ancho de carril y de banquetas.

El ancho normal adoptado para la construcción de nuevas autopistas en los Estados Unidos es de 3,65 m, mientras que el de las banquetas es de 3,00 m, pero este puede ser llevado a 3,65 m, para caminos de alta velocidad que conducen un gran número de camiones. Estos valores normales pueden ser reducidos a los efectos de adaptarlos a restricciones históricas y ambientales.

Los datos acerca del ancho de carril se tornan realmente necesarios cuando se sabe que estos anchos son menores de los 3,65 m. Los anchos de las banquetas se hacen significativos cuando los mismos son menores de los 1,80 m. Los valores por defecto de 3,65 m para el ancho de carril y de 1,80 m para el de las banquetas pueden ser empleados en ausencia de datos locales a menos que el analista este precavido de la existencia de algunas circunstancias, tales como una topografía montañosa, estructuras históricas u obstrucciones físicas, que puedan restringir el ancho del camino.

En el caso de pequeñas variaciones en los anchos de carril y banquina dentro del tramo analizado, el analista puede determinar el ancho promedio y emplear el mismo para calcular sus efectos sobre la velocidad en flujo libre. Cuando las variaciones en los anchos de los carriles y las banquetas se extiendan por más de 750 m el tramo debe ser dividido a los efectos de proporcionar secciones que tengan características físicas consistentes.-

3.1.9.2.- Densidad de distribuidores.

El promedio del número de distribuidores por kilómetro debe ser calculado para tramos de autopista de por lo menos 10 km. La densidad de distribuidores adquiere importancia, para la estimación de las velocidades, cuando la misma excede el valor de un distribuidor cada 1,6 km (una separación promedio de 1,6 km o menos).

3.1.9.3.- Rampa específica o terreno general.

En aquellos tramos en los cuales ninguna rampa con pendiente de hasta el 3% no supere la longitud de 800 m, o bien con rampas cuya pendiente sea superior al 3% y su longitud no exceda los 400 m, pueden emplearse las condiciones generales de terreno llano en lugar de las establecidas para una rampa específica.

Para las autopistas la pendiente máxima de las rampas ha sido establecida en el 6%. Si no fuera posible efectuar la comprobación en el terreno y en ausencia de los planos de construcción el valor de las pendientes y sus longitudes pueden ser estimados en base al conocimiento general que el analista tenga de la zona.

Los valores por defecto del 2% para autopistas en terrenos llanos, 4% en terrenos ondulados y 6% en terrenos montañosos, pueden ser empleados ante la ausencia de datos locales.

3.1.9.4.- VFL de referencia y VFL.

Ante la inexistencia de datos obtenidos en el terreno la VFL puede ser obtenida mediante la aplicación de ajustes a la velocidad en flujo libre de referencia (VFLR), la cual es de 120 km/h para autopistas rurales y 112 km/h para las urbanas y suburbanas.

La VFLR es reducida para tomar en cuenta los efectos del ancho de carril, las distancias a las obstrucciones laterales, el número de carriles y la densidad de los distribuidores.

Debe ponerse especial cuidado en no suponer que la VFL para una autopista es igual a aquella establecida por las normas de tránsito, o el 85 percentil de las velocidades medidas en el terreno. La VFL es la velocidad media medida en el terreno cuando los volúmenes son menores de 1.300 automóviles por hora y por carril.

3.1.9.5.- Extensión del período de análisis.

Las normas para el planeamiento, diseño, análisis y las fuentes disponibles de los organismos viales determinan la extensión del período de análisis. El analista puede desear evaluar, en un día común de semana, las horas pico que se producen, por la mañana cuando viajan los conductores pendulares, al mediodía y por la tarde cuando regresan los conductores pendulares, o quizás la hora pico que se produce durante un sábado o un domingo, si el tramo de camino analizado es empleado por un alto volumen de tránsito recreacional de fin de semana. Dentro de cada hora analizada, resulta ser de especial interés, determinar el máximo volumen de 15 min. El factor de la hora pico es aplicado para convertir el volumen horario en el volumen equivalente pico de 15 min. Al analizar las características del flujo vehicular se ha descrito como determinar la dirección pico y la hora pico de demanda a partir del valor del tránsito medio diario anual.

3.1.9.6.- Factor de la hora pico.

En ausencia de mediciones efectuadas en el terreno del FHP pueden utilizarse aproximaciones del mismo. Para el caso de tener condiciones de congestión el valor de 0,95 resulta ser una razonable aproximación. El FHP tiende a ser mayor para las condiciones de sobresaturación y menores para las de baja saturación. Los valores por defecto, de 0,92 para áreas urbanas y de 0,88 para zonas rurales pueden ser empleados ante la ausencia de datos locales.

3.1.9.7.- Vehículos pesados.

El porcentaje de vehículos pesados en terrenos ondulados y montañosos debe ser obtenido de los datos disponibles, para autopistas y condiciones de demanda similares, en los organismos viales de la zona. Si la proporción de vehículos recreacionales, camiones y ómnibus no es conocida, todos los vehículos pesados pueden ser considerados como camiones a los efectos de determinar el equivalente en automóviles y el posterior cálculo del factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados.

Los valores por defecto del 5% de vehículos pesados para áreas urbanas y del 10% de vehículos pesados para zonas rurales pueden ser utilizados ante la ausencia de datos locales.

3.1.9.8.- Tipo de conductores.

La recíproca del factor que toma en cuenta el tipo de conductores, es empleada para incrementar el volumen equivalente a los efectos de considerar la presencia de los conductores no familiarizados con la autopista. El mencionado factor normalmente es igual a 1 pero puede ser reducido a 0,85 para el análisis de las condiciones de fin de semana en un área recreacional.

3.1.10.- TABLA DE VOLÚMENES DE SERVICIO.

Los valores dados en la tabla de la Figura N° 3-6 pueden ser utilizados a los efectos de estimar el número de carriles requeridos a fin de obtener el nivel de servicio requerido para un segmento básico de autopista para las condiciones en las cuales no se tengan datos disponibles.

La tabla puede ser también empleada para probar el efecto de distintas densidades de distribuidores y su sensibilidad a las diferentes características de operación de las autopistas urbanas y rurales. Los valores de los volúmenes de servicio mostrados en la tabla son altamente dependientes de las hipótesis indicadas al pie de ella.

Figura N° 3-6 Ejemplo de Volúmenes de Servicio para secciones básicas de una autopista (ver nota al pie por las hipótesis adoptadas)

	Número de carriles (por sentido)	VFL (km/h)	Volúmenes de servicio (veh/h) para los Niveles de Servicio				
			A	B	C	D	E
Urbana	2	100	1.230	2.030	2.930	3.840	4.560
	3	104	1.900	3.110	4.500	5.850	6.930
	4	106	2.590	4.250	6.130	7.930	9.360
	5	109	3.320	5.430	7.820	10.170	11.850
Rural	2	120	1.410	2.310	3.340	4.500	5.790
	3	120	2.110	3.460	5.010	6.750	8.680
	4	120	2.820	4.620	6.680	9.000	11.580
	5	120	3.520	5.780	8.350	11.250	14.470
Notas sobre las hipótesis adoptadas							
Zona urbana: velocidad en flujo libre de referencia: 112 km/h, ancho de carril: 3,65 m, ancho de banquetas: 1,80 m, terreno llano, 5% de vehículos pesados, conductores habituales, FHP: 0,92, un intercambiador por cada 1,6 km.							
Zona rural: velocidad en flujo libre de referencia: 120km/h, ancho de carril: 3,65 m, ancho de banquetas: 1,80 m, terreno llano, 5% de vehículos pesados, conductores habituales, FHP: 0,88, un intercambiador por cada 0,3 km.							

3.2.- INTRODUCCIÓN A LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.

3.2.1.- ALCANCE DE LA METODOLOGÍA.

La metodología de análisis que se desarrollará puede ser empleada para la determinación de la capacidad, de los niveles de servicio, del número de carriles requeridos y los efectos del tránsito y de las características de diseño de las secciones básicas de una autopista.

La mencionada metodología está basada en los resultados de un estudio llevado a cabo por el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) en 1995 y contiene actualizaciones basadas en estudios posteriores.

3.2.2.- CONDICIONES DE REFERENCIA PARA SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTA.

Las condiciones de referencia bajo las cuales puede alcanzarse el máximo valor de la capacidad para un segmento básico de una autopista incluyen, buenas condiciones climáticas, buena visibilidad y la no existencia de incidentes o accidentes. Para los procedimientos de análisis que se desarrollarán se da por supuesto la existencia de esas condiciones de referencia. Si cualquiera de esas condiciones no existiera, la velocidad, el Nivel de Servicio y la Capacidad del segmento básico de la autopista tienden a reducirse.

Las relaciones específicas velocidad – volumen – densidad de una sección de autopista depende de las condiciones prevalecientes del tránsito y de calzada y en base a ello se ha establecido una serie de condiciones de referencia para los segmentos básicos de una autopista. Esas condiciones de referencia que sirven como punto de partida para la metodología de cálculo que se aplicará, son las siguientes:

- Ancho mínimo de carril: 3,65 m
- Ancho mínimo de la banquina derecha libre de obstáculo: 1,80 m entre el borde del carril adyacente y el obstáculo más cercano u objeto que influencia el comportamiento del tránsito
- Ancho mínimo de la banquina izquierda, libre de obstáculos: 0,60 m
- La corriente de tránsito está compuesta únicamente por automóviles.
- Cinco o más carriles por cada dirección del tránsito (únicamente en áreas urbanas)
- Distancia entre distribuidores: 3,2 km o más
- Terreno llano, con rampas de no más del 2% de pendiente.

- La población de conductores compuesta principalmente por conductores habituales de la autopista.

Estas condiciones de referencia representan un alto nivel de operación, con velocidades en flujo libre de 112 km/h o mayores.

3.2.3.- LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA.

La metodología no tiene en cuenta y no se aplica (sin modificación del analista) a los siguientes elementos:

- Carriles especiales reservados para un determinado tipo de vehículo, tal como vehículos de alta ocupación, camiones y carriles de subida.
- Puentes largos y tramos de túneles.
- Autopistas con velocidades en flujo libre por debajo de los 88 km/h o que excedan los 120 km/h.
- Condiciones de demanda que excedan la capacidad
- La influencia de la interrupción del tránsito y la formación de colas corriente abajo del segmento analizado.
- La velocidad límite establecida, la intensidad y tipo del control policial o la presencia de un sistema inteligente de transporte relacionado con el vehículo o con la orientación de los conductores.
- El incremento de la capacidad por los controles del tránsito en las ramas de entrada.

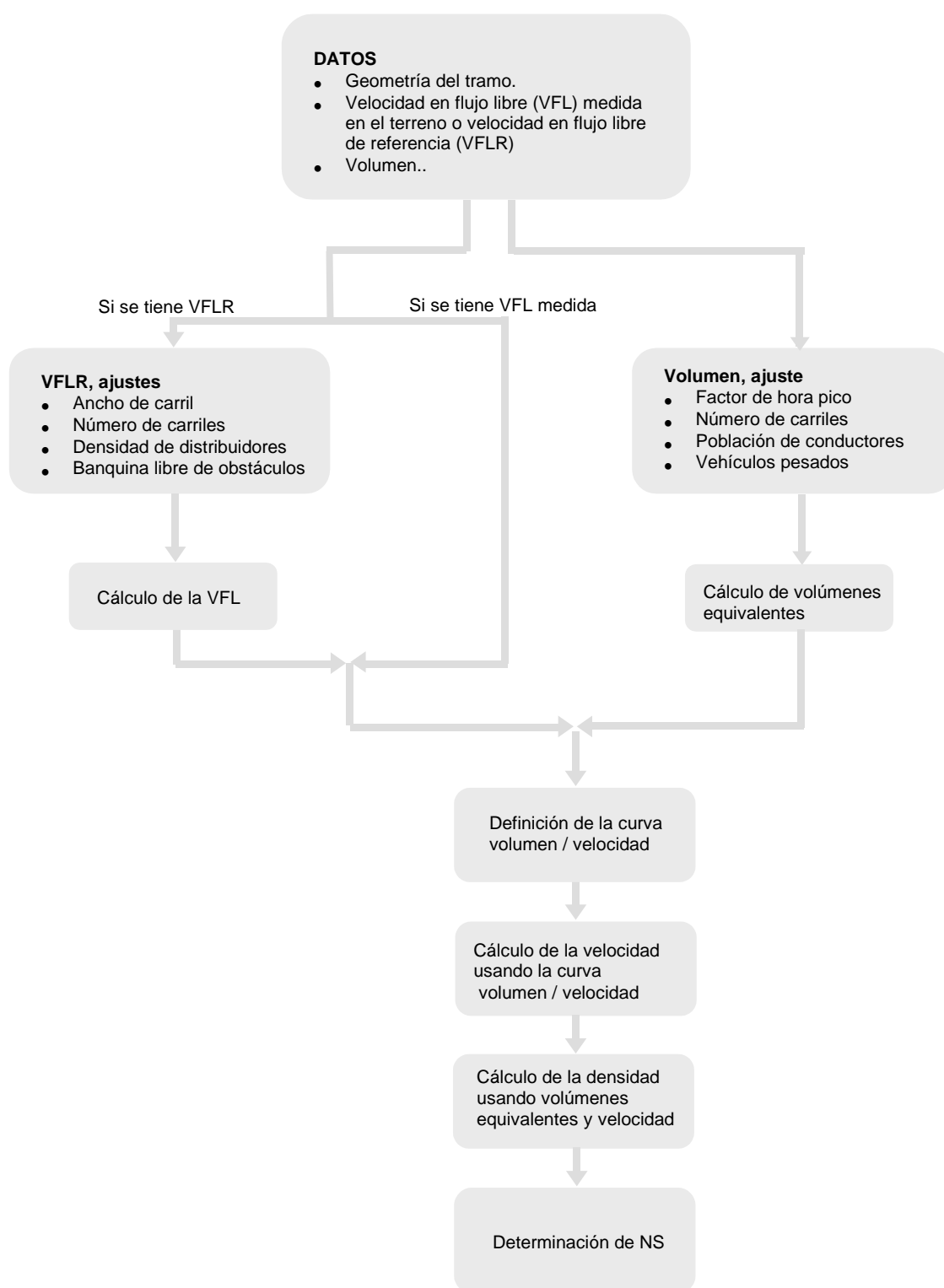
El analista deberá obtener de los informes de otras investigaciones y desarrollar modificaciones especiales a la metodología que se presenta, a los efectos de tomar en cuenta el efecto de las condiciones antes expuestas.

3.3.- METODOLOGÍA.

La metodología que se describirá a continuación ha sido desarrollada para el análisis de los segmentos básicos de la autopista. El método para el análisis de una sección larga de autopista que comprenda una combinación de segmentos básicos, secciones de entrecruzamiento e intersecciones con ramas de entrada y salida se analiza en otro capítulo del Manual de Capacidad de Caminos.

La Figura N° 3-7 ilustra los datos requeridos y el orden básico de cálculo para segmentos básicos de autopista. El principal dato final del método lo constituye el Nivel de Servicio del segmento

Figura N° 3-7: Metodología para los segmentos básicos de autopistas.



3.3.1.- NIVELES DE SERVICIO.

El comportamiento de un segmento básico de autopista puede ser descrito por medio de tres parámetros que se emplean para tal fin y que son: la densidad, medida en términos de automóviles por kilómetro y por carril, la velocidad dada en términos de la velocidad media de los automóviles que circulan por la sección en estudio y la relación volumen – capacidad. Cada uno de esos parámetros constituye una indicación de cuan bien el volumen de tránsito está siendo servido por la autopista.

El parámetro empleado para determinar el Nivel de Servicio es la densidad. Por otra parte cabe mencionar que la velocidad, la densidad y el volumen están interrelacionados. Por lo tanto si los valores de dos cualesquiera de esos parámetros son conocidos, el tercero queda determinado.

Los umbrales o valores límites para cada Nivel de Servicio son resumidos en la siguiente tabla.

Nivel de Servicio	Rango de Densidades (aut/km/carril)
A	0 - 7
B	> 7 – 11
C	> 11 – 16
D	> 16 – 22
E	> 22 – 28
F	> 28

Para un nivel de servicio dado, la máxima densidad admisible es algo menor que aquella correspondiente al mismo nivel de servicio de un camino multicarril. Esto refleja la mayor calidad de servicio que los conductores esperan hallar cuando utilizan una autopista comparada con la esperada en un camino multicarril. Ese mayor de los valores de la densidad máxima para los caminos multicarril no implica que estos se comporten mejor que una autopista con el mismo número de carriles y bajo condiciones similares. Para una dada densidad, una autopista llevará un mayor volumen vehicular a mayores velocidades, comparados con los de un camino multicarril.

Cabe destacar que los valores asignados a las máximas densidades correspondientes a los niveles de servicio desde el A hasta el D están basados en el criterio personal de los integrantes de la Comisión que ha tenido a su cargo la redacción del Manual de Capacidad, mientras que el valor dado para el nivel de servicio E (28 aut./km/carril)

corresponde a la densidad con la cual se alcanza la capacidad para distintas velocidades en flujo libre. Este valor representa la densidad máxima a la cual se espera se produzcan flujos sostenidos, en la capacidad.

En la tabla de la Figura N° 3-8 se proporcionan los criterios para la determinación de los niveles de servicio de los segmentos básicos de autopista para las velocidades en flujo libre de 120, o mayores, 112, 104, 96 y 88 km/h, debiendo destacarse que en todos los casos debe cumplirse con el criterio de *densidad* para estar dentro de un nivel de servicio dado.

Figura N° 3-8 Criterios para la determinación de los niveles de servicio en segmentos básicos de autopista

Criterio	Nivel de Servicio				
	A	B	C	D	E
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 120 km/h					
Densidad máxima (aut/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	120	119	113	100	85
Máxima relación v/c	0,34	0,56	0,76	0,90	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (aut/h/carril)	820	1.350	1.830	2.170	2.400
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 112 km/h					
Densidad máxima (aut/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	112	112	110	98	85
Máxima relación v/c	0,32	0,53	0,74	0,90	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (aut/h/carril)	770	1.260	1.770	2.150	2.400
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 104 km/h					
Densidad máxima (aut/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	104	104	103,4	95,5	83,5
Máxima relación v/c	0,30	0,50	0,71	0,89	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (aut/h/carril)	710	1.170	1.680	2.090	2.350
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 96 km/h					
Densidad máxima (aut/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	96	96	96	92,2	51,1
Máxima relación v/c	0,29	0,47	0,68	0,88	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (aut/h/carril)	660	1.080	1.560	2.020	2.300
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 88 km/h					
Densidad máxima (aut/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	88	88	88	87,5	80
Máxima relación v/c	0,27	0,44	0,64	0,85	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (aut/h/carril)	600	990	1.430	1.910	2.250
Nota: La relación matemática exacta entre la densidad y la relación v/c no siempre es mantenida en los límites de los N.S. debido al empleo de valores redondeados. La densidad es el primer determinante del N.S. El criterio adoptado para la máxima velocidad consiste en adoptar la velocidad que se obtiene para la máxima densidad del nivel de servicio dado.					

En efecto, bajo condiciones de referencia, esas son las velocidades y los volúmenes horarios equivalentes que se espera puedan ser obtenidos para las densidades establecidas. No obstante ello, cabe mencionar que ciertas variaciones locales en el comportamiento de los conductores pueden provocar algunas modificaciones de esas expectativas.

El nivel de servicio E así como los quiebres de la corriente vehicular y la congestión, ocurren cuando las colas comienzan a formarse en la autopista. La densidad tiende a crecer rápidamente dentro de la cola y puede ser considerablemente mayor que el valor de 28 aut/km/carril indicado para el nivel de servicio E. El Manual proporciona, en otros de sus capítulos, mayores guías para el análisis de un segmento básico de autopista cuando sus densidades superan los 28 aut/km/carril.

La Figura N° 3-9 muestra las relaciones entre la velocidad, el volumen y la densidad para los segmentos básicos de autopista. También muestra la definición de varios niveles de servicio sobre la base de los valores límites de la densidad.

3.3.2.- DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE.

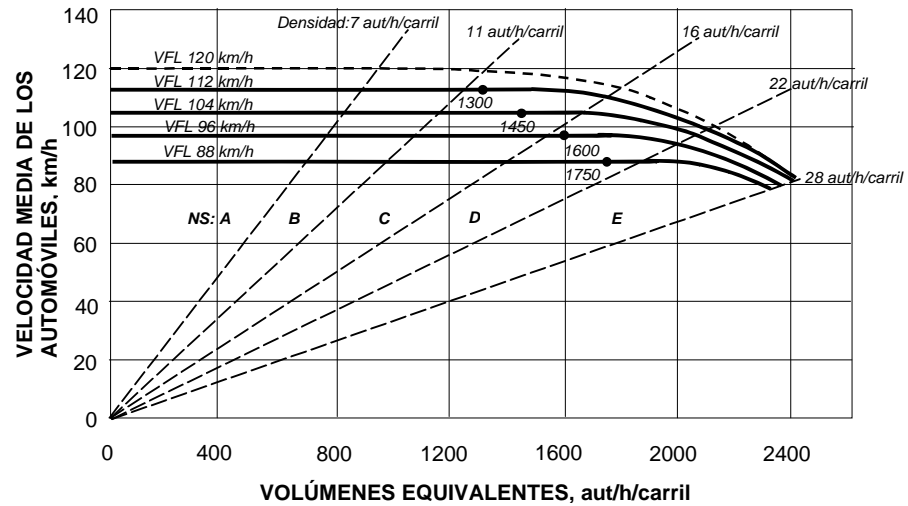
La velocidad en flujo libre es el promedio de las velocidades de los automóviles, determinadas para las condiciones de operación correspondientes a volúmenes de tránsito que van de valores bajos a moderados (hasta 1.300 aut/h/carril). En una sección determinada de una autopista, cuando los volúmenes están comprendidos dentro del rango mencionado, las velocidades de los automóviles son prácticamente constantes.

A los efectos de determinar la velocidad en flujo libre de una sección básica de autopista puede emplearse cualquiera de los dos métodos siguientes:

- La medición directa en la autopista
- La estimación mediante el uso de los procedimientos dados en el Manual de Capacidad.

El procedimiento de medición directa de la velocidad en flujo libre está indicado, en el Manual de Capacidad, para aquellos profesionales que prefieran obtener ellos mismos ese dato. No obstante ello no es necesario la medición en el terreno para la aplicación de los procedimientos de cálculo indicados en aquel y que se verán más adelante.

Figura N° 3-9: Curvas velocidad – volumen y niveles de servicio para los segmentos básicos de autopistas.



Nota:

La capacidad varía con la velocidad en flujo libre. La capacidad es de 2.400, 2.350, 2.300 y 2.250 aut/h/carril para las velocidades de flujo libre de 112 o más, 104, 96 y 88 km/h respectivamente.

Para: $112 \text{ km/h} < VFL \leq 120 \text{ km/h}$ y para volumen equivalente v_p

$$(3.400 - 18,75 \times VFL) < v_p \leq 2.400$$

$$S = VFL - \left[\left(VFL - \frac{256}{3} \right) \left(\frac{v_p + (18,75 \times VFL) - 3.400}{(18,75 \times VFL) - 1.000} \right)^{2,6} \right]$$

Para: $88 \text{ km/h} \leq VFL \leq 112 \text{ km/h}$ y para volumen equivalente v_p

$$(3.400 - 18,75 \times VFL) < v_p \leq (1.700 - 6,25 \times VFL)$$

$$S = VFL - \left[\frac{1}{9} (7 \times VFL - 544) \left(\frac{v_p + (18,75 \times VFL) - 3.400}{(25 \times VFL) - 1.700} \right)^{2,6} \right]$$

Para: $88 \text{ km/h} \leq VFL \leq 120 \text{ km/h}$ y

$$v_p \leq (3.400 - 18,75 \times VFL)$$

$$S = VFL$$

3.3.2.1.- Medición directa en el terreno.

La velocidad en flujo libre de una sección básica de autopista puede ser determinada en forma directa a partir de estudios de velocidad realizados en la misma sección básica (estudio en el terreno). Cuando se emplea este método de medición directa no deben llevarse a cabo los pasos de ajuste indicados en el Manual.

El estudio en el terreno de la velocidad en flujo libre debe ser realizado en un sector representativo de la sección básica para la cual se quiere determinar ese parámetro. Así por ejemplo no debe seleccionarse un sector ubicado en una rampa ascendente o descendente existente en una sección básica que ha sido clasificada como de terreno llano. A los efectos de medir la velocidad de los vehículos, puede ser empleado cualquier método utilizado en las técnicas aplicadas por la ingeniería de tránsito para esos tipos de estudios.

Los estudios en el terreno de la velocidad en flujo libre, deben ser llevados a cabo cuando los volúmenes de tránsito sean bajos, hasta 1.300 aut./h/carril como máximo. Las horas no pico de los días comunes de semana, constituyen un buen momento para observar volúmenes de tránsito que varían desde valores bajos a moderados. Durante la realización de los estudios de velocidad en el terreno, se deben medir las velocidades de todos los automóviles o bien emplear una muestra sistemática de ellos, como por ejemplo la correspondiente a cada 10^o (décimo) automóvil que pasa por el punto de observación. Por otra parte se deberá medir la velocidad de por lo menos 100 automóviles en cada uno de los carriles de la autopista. El Manual recomienda como guía para la realización de estos estudios de velocidad al “Manual of Traffic Engineering Studies” publicado por el Institute of Transportation Engineers de los Estados Unidos.

El valor promedio de todas las velocidades de los automóviles, medidas en el terreno en condiciones de volúmenes de tránsito bajos, puede ser empleado directamente como la velocidad en flujo libre de la sección básica de autopista considerada. Esta velocidad refleja el efecto real de todas las condiciones prevalecientes, del sector en el cual se llevó a cabo el estudio, que afectan o influyen a la velocidad de los vehículos incluyendo aquellas consideradas para el cálculo de la capacidad (ancho de carril, distancia a las obstrucciones laterales, número de carriles y densidad de los distribuidores) como también otros factores tales como la velocidad límite y las características del alineamiento horizontal y vertical.

Los organismos viales que tienen programas de monitoreo de velocidades o que cuentan con estudios acerca de ellas, pueden utilizar los datos disponibles en lugar de efectuar nuevos estudios o de emplear el método indirecto de cálculo de la velocidad en flujo

libre. Esos datos disponibles sólo pueden ser empleados si ellos han sido obtenidos de acuerdo con los procedimientos antes mencionados. Los datos que incluyan las velocidades de los automóviles y de vehículos pesados, podrían ser empleados en aquellos casos en los cuales la sección de autopista en estudio, se desarrolle en terreno llano o que tenga rampas descendentes de pendientes moderadas, pero no deben ser utilizados para zonas de terrenos ondulados y montañosos.

3.3.2.2.- Estimación indirecta. Procedimientos de cálculo.

Si no fuera posible medir en el terreno la velocidad en flujo libre, esta puede ser determinada en forma indirecta, basándose para ello en las características físicas de la sección de autopista en estudio. Esas características físicas comprenden: ancho de carril, distancia de las obstrucciones laterales emplazados sobre la banquina derecha, número de carriles y la densidad de los distribuidores de tránsito. La Ecuación N° 3-1 dada a continuación es utilizada para estimar la velocidad en flujo libre de una sección básica de autopista:

$$VFL = VFLR - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \quad (3-1)$$

Ecuación en la cual:

VFL = Velocidad en flujo libre calculada (km/h)

VFLR = Velocidad en flujo libre de referencia, estimada 112 o 120 km/h

f_{LW} = Factor de ajuste por ancho de carril, se obtiene de la tabla de la Figura N° 3-10 (km/h)

f_{LC} = Factor de ajuste por distancia a las obstrucciones laterales sobre la banquina derecha, se obtiene de la tabla de la Figura N° 3-11 (km/h)

f_N = Factor de ajuste por número de carriles de la sección se obtiene de tabla de la Figura N° 3-12 (km/h)

f_{ID} = Factor de ajuste que toma en cuenta la densidad de distribuidores de tránsito, se obtiene de la tabla de la Figura N° 3-13 (km/h)

3.3.2.2.1.- Velocidad en flujo libre de referencia.

El valor estimado de la velocidad en flujo libre para una sección básica de autopista, existente o futura, se obtiene disminuyendo el correspondiente a la velocidad en flujo libre de referencia, de manera tal que en el resultado final quede reflejada, la influencia de los cuatro factores ya mencionados: ancho de carril, distancia a las obstrucciones laterales en la

banquina derecha, número de carriles y densidad de los distribuidores. De esta forma el proyectista está obligado a seleccionar, como punto inicial de sus cálculos, un valor adecuado de la velocidad en flujo libre de referencia (VFLR).

3.3.2.2.2.- Ajuste por ancho de carril.

La condición de referencia para el ancho de un carril establece que éste debe ser de 3.65 m. Cuando el promedio del ancho de los carriles existentes en una calzada es menor de 3.65 m, se produce una reducción en el valor de la velocidad en flujo libre. Para tener en cuenta este efecto, a la velocidad en flujo libre de referencia se le aplican los factores de ajuste que están dados en la tabla de la Figura N° 3-10.

Figura N° 3-10 Factores de ajuste por ancho de carril

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{LW} " (km/h)
3,65	0,0
3,30	3,0
3,00	10,6

3.3.2.2.3.- Ajuste por la distancia a las obstrucciones laterales.

La distancia lateral de referencia, desde el borde del pavimento a un obstáculo, es igual o mayor de 1,80 m cuando éste está ubicado sobre la banquina derecha, o, igual o mayor de 0,60 m, cuando el obstáculo está sobre la banquina izquierda. En aquellos casos en que la distancia del obstáculo emplazado en la banquina derecha es menor que la indicada precedentemente, el valor de referencia de la velocidad en flujo libre, debe ser reducido a los efectos de reflejar la influencia negativa de ese obstáculo. Los factores de ajuste que deben ser empleados en este caso son los establecidos en la tabla mostrada en la Figura N° 3-11

En el Manual de Capacidad se establece que no se han determinado los factores de ajuste que reflejen la influencia de obstáculos ubicados en la banquina izquierda, a menos de 0,60 m del borde del pavimento. Pero debe tenerse presente que la existencia de obstrucciones laterales con distancias menores de 0,60 m, cualquiera sea la banquina sobre la cual estén emplazadas, son consideradas como muy raras.

Es necesario llevar a cabo un riguroso análisis para determinar cuando los objetos o las barreras situadas a lo largo de la banquina derecha de una sección de autopista, representan una verdadera obstrucción. Algunos de los elementos mencionados pueden ser continuos, tal el caso de los muros de contención, las barreras de hormigón y las barandas metálicas de seguridad, o bien estar emplazados en forma periódica como las columnas de alumbrado o los estribos de los puentes. En algunos casos los conductores, en especial los familiarizados con la autopista, se acostumbran a la presencia de cierto tipo de obstáculos, haciendo que su efecto sobre la corriente vehicular pueda ser ignorado.

Figura N° 3-11 Factores de ajuste por obstáculos sobre la banquina derecha

Distancia del obstáculo sobre la banquina derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,6	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,6	0,3
0,90	2,9	1,9	1,0	0,5
0,60	3,8	2,6	1,3	0,6
0,30	4,8	3,2	1,6	0,8
0,00	5,8	3,8	1,9	1,0

3.3.2.2.4.- Ajuste por número de carriles.

Las secciones de autopistas con cinco (5) o más carriles por calzada son consideradas como que tienen las condiciones de referencia con respecto al número de carriles. Cuando se presenten secciones con un número menor de carriles que el considerado como de referencia, el valor de la velocidad en flujo libre de referencia debe ser reducido. La tabla de la Figura N° 3-12 proporciona los valores de los factores de ajuste, sobre la velocidad en flujo libre de referencia, que toman en cuenta la reducción del número de carriles. Cuando se determina el número de carriles de la sección, únicamente deben ser considerados aquellos que son los básicos y los auxiliares de la calzada principal. No deben ser incluidos los carriles destinados en forma exclusiva al uso de vehículos de alta ocupación (transporte público de pasajeros)

Los factores de ajuste dados en la tabla de la Figura N° 3-12 están basados exclusivamente en datos recogidos en secciones de autopistas urbanas y suburbanas y no reflejan las condiciones de las autopistas rurales, las cuales por lo general tienen dos

carriles por sentido de circulación. Por lo tanto, cuando se emplee la Ecuación N° 3-1 para estimar la velocidad en flujo libre de una sección de autopista rural el valor del factor de ajuste por el número de carriles “ f_N ” debe ser nulo, es decir (0,0).

Figura N° 3-12.- Ajustes por número de carriles.

Numero de Carriles (en una dirección)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre “ f_N ” (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	9,6

3.3.2.2.5.- Ajuste por la densidad de distribuidores.

La densidad de referencia de los distribuidores de tránsito es de 0,3 distribuidor por kilómetro o sea una distancia entre distribuidores de 3,2 km. La velocidad en flujo libre de referencia se ve reducida cuando la densidad de distribuidores es mayor que la indicada. Los factores de ajuste que reflejan el efecto de la densidad de los distribuidores sobre la velocidad en flujo libre de referencia, están dados en la tabla dada en la Figura N° 3-13.

La densidad de los distribuidores debe ser determinada sobre una longitud de 10 km de la autopista, (5 km corriente arriba y 5 km corriente abajo) en la cual se encuentre la sección en estudio. A los efectos de los procedimientos para el cálculo de la capacidad establecidos en el Manual, un distribuidor es considerado como tal cuando tiene por lo menos una rama de entrada. Por lo tanto aquellos distribuidores que sólo tienen ramas de salida no deben ser tomados en cuenta para la determinación de la densidad de los distribuidores. Todo tipo de distribuidor existente en la autopista, inclusive aquellos que la vinculan con caminos o calles arteriales o con otra autopista, debe ser incluido en el cálculo de la densidad.

Figura N° 3-13.- Ajustes por densidad de distribuidores.

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{ID} " (km/h)
0,3	0,0
0,5	2,1
0,6	4,0
0,8	5,9
0,9	8,0
1,1	10,1
1,3	12,0

3.3.3.- DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN EQUIVALENTE.

El volumen horario equivalente debe reflejar los efectos de los vehículos pesados, la variación temporal del volumen de tránsito durante una hora determinada y las características de los conductores que utilizan la autopista.

Esos efectos están reflejados mediante un ajuste efectuado sobre el valor del volumen horario real, normalmente dado en veh/h de manera tal de arribar a un volumen horario equivalente, expresado en automóviles por hora (aut./h). Ese volumen horario real, es determinado por medio de censos de tránsito realizados en la autopista o bien estimado para el proyecto.

El volumen horario equivalente es calculado empleando los factores de ajuste correspondientes para los vehículos pesados, para la hora pico y para el tipo de conductores. Se lo expresa en términos de automóviles equivalentes por hora y por carril (aut./h/carril). La Ecuación N° 3-2 es la utilizada para el cálculo del volumen equivalente dado en automóviles por hora y por carril

$$v_p = \frac{V}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p} \quad (3-2)$$

ecuación en la cual:

v_p = volumen horario equivalente de 15 min, en automóviles por hora y por carril.

V = Volumen horario, medido o estimado, expresado en vehículos por hora

FHP = Factor de la hora pico

N = Número de Carriles

f_{HV} = Factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados

f_p = Factor que toma en cuenta el tipo de conductores

3.3.3.1.- Factor de la hora pico.

El factor de la hora pico representa la variación temporal que se produce en el flujo vehicular durante el transcurso de una hora. Las observaciones realizadas acerca de los volúmenes de tránsito, han demostrado, en forma consistente, que las variaciones de este último, que se producen dentro del período pico de 15 minutos correspondientes a una hora, no son similares a las que ocurren durante el resto de ella. La aplicación del factor de la hora pico efectuada en la Ecuación N° 3-2 toma en cuenta este comportamiento del flujo vehicular.

En las autopistas, los valores correspondientes al factor de la hora pico, por lo general varían desde 0,80 a 0,95. Los valores menores de este rango de variación del factor de la hora pico resultan ser característicos de las autopistas rurales y de las condiciones imperantes en el resto de las horas distintas a la de punta, mientras que los factores más altos son los más comunes en las autopistas urbanas y suburbanas para las condiciones de operación correspondientes a la hora pico.

El Manual de Capacidad recomienda, a quienes estén realizando un estudio acerca de las condiciones de operación de las autopistas existentes, utilizar los datos disponibles a los efectos de determinar el verdadero valor del factor de la hora pico que sea representativo de las condiciones locales.

Si no existieran datos locales sobre pueden utilizarse, por defecto, los valores 0.88 y 0.92 como factor de la hora pico para las autopistas rurales y para las urbanas y suburbanas, respectivamente.

3.3.3.2.- Ajustes por la presencia de vehículos pesados.

Los volúmenes de tránsito de las autopistas presentan una composición vehicular heterogénea, que incluye distintas proporciones de automóviles y de vehículos pesados. Esos volúmenes deben ser transformados en volúmenes horarios equivalentes expresados en términos de automóviles por hora y por carril. Este ajuste es realizado mediante la utilización del factor " f_{HV} ". Una vez que los valores de E_T y E_R han sido encontrados el factor de ajuste, f_{HV} , es determinado empleando la Ecuación N° 3-3 dada a continuación

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} \quad (3-3)$$

donde:

E_T = equivalente en automóviles para camiones y ómnibus

E_R = equivalente en automóviles para vehículos recreacionales.

P_T = proporción de camiones y ómnibus en la corriente de tránsito

P_R = proporción de vehículos recreacionales en la corriente de tránsito

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular se aplica para los tres tipos de esos vehículos: camiones, ómnibus y recreacionales. No existen evidencias que indiquen alguna diferencia en las características de comportamiento entre los camiones y los ómnibus mientras circulan por una autopista y por lo tanto ambos tipos de vehículos pesados son considerados en forma idéntica a los efectos de determinar su equivalencia en automóviles.

En muchas oportunidades, los camiones constituirán el único tipo de vehículo pesado de los presente en la corriente de tránsito que tiene un peso importante sobre el resto. Donde el porcentaje de vehículos recreacionales es pequeño comparado con el porcentaje de camiones, resulta conveniente considerar que todos los vehículos pesados que circulan por esa autopista sean camiones. Generalmente se acepta efectuar esta última consideración en aquellos casos en los cuales el porcentaje de camiones y ómnibus es de por lo menos cinco veces mayor que el correspondiente a los vehículos recreacionales.

El factor de ajuste " f_{HV} " es calculado mediante un proceso de dos pasos sucesivos. En el primero de ellos se determina, el factor de equivalencia en automóviles de los camiones más ómnibus y de los vehículos recreacionales para las condiciones de tránsito y calzada del tramo en estudio. Esos valores de equivalencia, " E_T " y " E_R " para camiones y ómnibus, el primero de ellos y para los vehículos recreacionales el segundo, representan el número de automóviles que puede utilizar la misma capacidad de la autopista que un camión, un ómnibus o un vehículo recreacional, bajo las condiciones prevalecientes de calzada y tránsito. El segundo de los pasos consiste en determinar el valor de " f_{HV} ", mediante el empleo de ambos factores de equivalencia, " E_T " y " E_R ", y la proporción de cada tipo de vehículo en la corriente de tránsito: " P_T " y " P_R " (proporción de camiones y ómnibus y proporción de vehículos recreacionales respectivamente).

El efecto de los vehículos pesados sobre la corriente vehicular depende de las características de las rampas que tenga la rasante en el tramo analizado, como así también de la composición del tránsito. Los valores correspondientes a los equivalentes en automóviles de los vehículos pesados, pueden ser seleccionados para una de las tres condiciones siguientes: tramos largos de autopistas, rampas ascendentes y rampas descendentes.

3.3.3.2.1.- Tramos largos de autopista.

Es muy frecuente considerar a un tramo de autopista de gran longitud que contenga un cierto número de rampas ascendentes y descendentes junto con secciones en horizontal, como si fuera un segmento único y uniforme de la autopista.

Esa simplificación sólo es posible cuando ninguna de las rampas de ese tramo tenga una longitud y una pendiente suficientemente grandes como para ejercer un efecto negativo importante sobre las condiciones de circulación de todo el segmento de autopista. Como regla general, puede decirse que el análisis de un tramo largo de autopista puede ser llevado a cabo cuando en él existan rampas con una longitud máxima de 800 m y con pendientes de hasta el 3%, o bien, en el caso de rampas de pendientes mayores al 3%, pero cuya longitud no supere los 400 m.

3.3.3.2.2.- Rampas específicas.

Toda rampa que tenga una longitud de más de 800 m, aunque su pendiente sea menor del 3% , o bien que posea una pendiente mayor al 3% y cuya longitud sea superior a los 400 m, debe ser analizada, a los fines de determinar su capacidad y nivel de servicio, como un segmento individual debido al importante efecto que esa rampa ejerce sobre el flujo vehicular.

3.3.3.2.3.- Equivalente en automóviles para tramos largos de autopista.

Siempre que se realice el análisis de un segmento largo de autopista el terreno sobre el cual ella se desarrolla debe ser clasificado en una de las tres categorías siguientes:

- Terreno llano
- Terreno ondulado
- Terreno montañoso

A continuación se reitera la definición de cada uno de esos tipos de terrenos dada en el Capítulo 1:

- *Terreno llano*: Es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que permite a los vehículos pesados mantener en forma aproximada la misma velocidad que la desarrollada por los automóviles; este tipo de terreno generalmente incluye pequeñas pendientes de no más del 1 ó 2 %
- *Terreno ondulado*: Es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir sustancialmente su velocidad por debajo de las desarrolladas por los automóviles, sin llegar a valores tan bajos como los correspondientes a la “velocidad de trepada” o “velocidad crítica”.
- *Terreno montañoso*: Es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que obliga a los conductores de vehículos pesados a circular a la “velocidad de trepada” o “velocidad crítica” durante trechos bastantes largos o bien a intervalos frecuentes.

La tabla de la Figura N° 3-14 proporciona los valores de los equivalentes en automóviles para tramos largos de autopista. Debe tenerse presente que resulta extremadamente dificultoso tener aquí un terreno montañoso, tal como se ha descripto precedentemente sin violar la regla general dada para el empleo de los tramos largos de autopista (p.e.: no tener rampas con pendientes mayores del 3% y longitudes de hasta 400 m). Con menor énfasis el mismo razonamiento podría haberse hecho con relación a los tramos ondulados. Los valores de equivalencia dados en la tabla de la Figura N° 3-14 para los terrenos ondulados y montañosos resultan ser muy útiles en las etapas del planeamiento, cuando el alineamiento vertical específico no se conoce pero es necesario determinar un valor aproximado de la capacidad del tramo.

Figura N° 3-14.- Equivalentes en automóviles para tramos largos de autopista

Factor	Tipo de terreno		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones y ómnibus)	1,5	2,5	4,5
E_R (recreacionales)	1,2	2,0	4,0

3.3.3.2.4.- Equivalente en automóviles para rampas específicas.

Cualquier rampa de una autopista que tenga una pendiente menor del 3% y una longitud mayor de 800 m, o bien aquella con pendiente mayor al 3% y longitud superior a los 400 m, debe ser considerada como un segmento independiente.

Los procedimientos de análisis para estas rampas específicas, establecidos en el Manual de Capacidad, deben considerar las condiciones de la rampa, si es ascendente o descendente y cuando la rampa es única, aislada y de pendiente constante o forma parte de una serie de rampas integrantes de un segmento compuesto de la autopista.

El comportamiento de los vehículos pesados en rampas importantes, varía considerablemente entre las distintas categorías de vehículos pesados y aún entre los diferentes vehículos de una misma clase. Esto es válido tanto para los camiones como para los vehículos recreacionales, los cuales abarcan una amplia gama de tipos de vehículos.

Distintos estudios han demostrado que los camiones que circulan por una autopista tienen una relación peso - potencia promedio que oscila entre los 0,057 y 0,068 t/HP (o su inversa: relación potencia - peso 17 y 14 HP/t). Los procedimientos dados en el Manual de Capacidad, adoptan valores del equivalente en automóviles calibrados para una composición en el flujo de tránsito, de camiones y ómnibus que se encuentran dentro de esos valores.

Los vehículos recreacionales presentan un amplio espectro de variaciones tanto en lo que a su tipo, como a sus características se refiere. Como una confirmación de lo mencionado, baste decir que estos vehículos van desde los simples automóviles con remolque hasta las casas rodantes autopropulsadas y “caravans”.

Asimismo debe tenerse presente que además de esa gran variación, de características que presentan los vehículos recreacionales, debe prestarse especial consideración al hecho de que sus conductores no son profesionales y por lo tanto su destreza para conducirlos presenta un rango muy amplio variaciones.

En cuanto a la relación peso - potencia de estos vehículos recreacionales puede decirse que la misma varía entre las 0,014 y 0,027 t/HP (70 y 37 HP/t)

3.3.3.2.4.1.- Equivalentes para rampas ascendentes.

Las tablas de las Figuras N° 3-15 y N° 3-16 proporcionan los valores de los equivalentes en automóviles " E_T " y " E_R " para rampas específicas ascendentes que requieren la realización de un análisis por separado.

Como puede apreciarse los valores de equivalentes en automóviles varían con la longitud y la pendiente de la rampa, como así también con la proporción de camiones y ómnibus o de vehículos recreacionales, que exista en la corriente de tránsito, según sea el tipo de vehículo para el cual se esté buscando la equivalencia.

Los valores máximos de E_T y E_R se producen cuando en el flujo vehicular sólo existen muy pocos vehículos pesados, de esos tipos, que están subiendo la rampa analizada y se van reduciendo en la medida en que aumenta su presencia. Ello es debido a que esos vehículos tienden a formar pelotones que, como grupo, presentan características de operación más uniformes que los formados por automóviles.

La longitud de la rampa, en general, es tomada de los planos pertenecientes al perfil longitudinal de la autopista y en la misma se incluye la parte recta de rampa más una porción de las curvas verticales ubicadas al comienzo y final de ella. Con relación a esta última, el Manual de Capacidad recomienda incluir dentro de la longitud total de la rampa un cuarto de la longitud de cada una de las curvas verticales existentes en ambos extremos de ella y cuando se presentan dos rampas ascendentes consecutivas de distintas pendientes, la mitad de la curva vertical que las une debe ser asignada a cada una de ellas.

En el análisis de las rampas ascendentes, el punto de mayor interés lo constituye, en general, el final de las mismas ya que en él es donde los vehículos pesados ejercerían el mayor efecto negativo sobre las condiciones de circulación. Sin embargo este puede no ser el caso de más crítico ya que si en la mitad de la rampa se tuviera una intersección con una rama de entrada o salida de un distribuidor, lo cual originaría un punto de convergencia o divergencia, este también se constituiría en un punto crítico a analizar.

En el caso de rampas compuestas, el punto crítico para la realización del análisis es aquel en el cual los vehículos pesados circulan a la menor velocidad. Así en el caso en que una rampa ascendente del 5% fuera seguida por otra similar con el 2%, es razonable presumir que el final del tramo del 5% se constituya en el punto crítico del análisis debido a que los vehículos pesados pueden acelerar en la rampa del 2%.

Figura N° 3-15 Equivalente en automóviles para camiones y ómnibus en rampas ascendentes

Pendiente de la rampa (%)	Longitud (m)	E_T								
		Porcentaje de camiones y ómnibus								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤ 2	cualquiera	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
≥ 2 - 3	0,0 – 400	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 400 – 800	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 80 – 1.200	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 1.200 – 1.600	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 1.600 – 2.400	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	> 2.400 -	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
> 3 - 4	0,0 – 400	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 400 – 800	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	> 800 – 1.200	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	> 1.200 – 1.600	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	> 1.600 – 2.400	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
	> 2.400 -	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
> 4 – 5	0,0 – 400	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 400 – 800	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	> 80 – 1.200	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	> 1.200 – 1.600	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	> 1.600	5,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0
	> 1.600 -	5,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0
> 5 – 6	0,0 – 400	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 400 – 480	4,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	> 480 – 800	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	> 800 – 1.200	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	> 1.200 – 1.600	5,5	5,0	4,5	4,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	> 1.600 -	6,0	5,0	5,0	4,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
< 6	0,0 – 400	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	> 400 – 480	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	> 480 – 800	5,0	4,5	4,0	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	> 800 – 1.200	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0
	> 1.200 – 1.600	6,0	5,5	5,0	5,0	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5
	> 1.600 -	7,0	6,0	5,5	5,5	5,0	4,5	4,0	4,0	4,0

Figura N° 3-16.- Equivalente en automóviles para vehículos recreacionales en rampas ascendentes.

Pendiente de la rampa (%)	Longitud (m)	E_R								
		Porcentaje de vehículos recreacionales,								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤ 2	cualquiera	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
≥ 2 - 3	0,00 – 800	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	> 800	3,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,2	1,2	1,2
> 3 - 4	0,0 – 400	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	> 400 – 800	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	> 800	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5
> 4 - 5	0,0 – 400	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 400 – 800	4,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	> 800	4,5	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0
> 5	0,0 – 400	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5
	> 400 – 800	6,0	4,0	4,0	3,5	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0
	> 800	6,0	4,5	4,0	4,0	3,5	3,0	3,0	2,5	2,0

3.3.3.2.4.2.- Equivalentes para rampas específicas descendentes.

Existen pocos datos específicos acerca del comportamiento y del impacto que sobre el flujo vehicular ejercen los vehículos pesados que circulan por una rampa descendente. En general se acepta que si esa rampa descendente no es lo suficientemente pronunciada como para obligar a esos vehículos a utilizar las bajas velocidades de su caja de cambios, ella puede ser considerada como si fuera un segmento básico de autopista en terreno llano y en este caso los equivalentes en automóviles se calcularán de acuerdo con ello.

En aquellos sectores en que se tengan rampas descendentes más pronunciadas los conductores de los camiones, frecuentemente se encontrarán con la necesidad de emplear las bajas velocidades de su caja de cambios a los efectos de evitar el incremento de la velocidad y que sus vehículos circulen fuera de control. Cuando esto ocurre el efecto negativo de los vehículos pesados sobre la corriente de tránsito será mucho mayor que el producido en los tramos horizontales.

La tabla de la Figura N° 3-17 proporciona los valores de equivalente en automóviles E_T para ser utilizados para cuando se analice una rampa descendente. En el caso de los vehículos recreacionales, este tipo de rampa puede ser considerado como si se tratara de terreno llano.

Figura N° 3-17 Equivalente en automóviles para camiones y ómnibus en rampas descendentes

Rampa descendente (%)	Longitud (metros)	E_T			
		Porcentaje de camiones			
		5	10	15	20
< 4	cualquiera	1,5	1,5	1,5	1,5
4 – 5	≤ 2.400	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 2.400	2,0	2,0	2,0	1,5
> 5 – 6	≤ 2.400	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 2.400	5,5	4,0	4,0	3,0
> 6	≤ 2.400	1,5	1,5	1,5	1,5
	> 2.400	7,5	6,0	5,5	4,5

3.3.3.2.4.3.- Equivalente en automóviles para rampas compuestas.

El alineamiento vertical de la mayoría de las autopistas está constituido por una serie de rampas continuas de diferente pendiente y como consecuencia de ello resulta necesario calcular el impacto que sobre el flujo vehicular ejerce un conjunto de rampas sucesivas.

El procedimiento de cálculo más directo lo constituye el determinar la pendiente media, desde el origen hasta el punto final de la rampa compuesta. La pendiente media se define como la cota total en metros alcanzada desde el origen dividida por la longitud total de la rampa compuesta, también expresada en metros.

Esta técnica de la rampa promedio constituye una aproximación aceptable para el cálculo de la capacidad de las rampas compuestas que tengan una pendiente menor del 4% o bien una longitud inferior a 1.200 m

Más adelante se verá un procedimiento para el análisis de rampas más severas en el cual se emplean técnicas más exactas mediante la utilización de las curvas de rendimiento de los vehículos pesados y las velocidades equivalentes, a los efectos de determinar la rampa simple equivalente a ser empleada en el análisis de la capacidad de esas rampas compuestas

3.3.3.2.4.4.-- Ajuste por el Tipo de Población de Conductores.

Las características del flujo de tránsito sobre las que se basan los criterios para el cálculo de la capacidad y niveles de servicio hasta aquí expuestos, son representativos de la forma de conducción de aquellas personas que normalmente circulan por la autopista, es decir de los conductores habituales, de día de semana, quienes están familiarizados con las condiciones de aquella.

En general se acepta que las corrientes de tránsito utilizan la autopista de una manera menos eficiente cuando en ellas los conductores tienen características distintas a las mencionadas precedentemente, como son los conductores de fin de semana, recreacionales o incluso los del mediodía.

Mientras que los datos disponibles son dispersos y los resultados de los estudios realizados varían sustancialmente, en algunas autopistas se han registrado valores de la capacidad bastante bajos, en los fines de semana, particularmente en las zonas de recreación. En general se presume que esta reducción de la capacidad (nivel de servicio E) se extiende también a los volúmenes equivalentes de servicio correspondientes a otros niveles de servicio.

El factor de ajuste " f_p " es utilizado para reflejar este efecto. Los valores entre los cuales varía el factor " f_p " oscilan entre 0,80 y 1,00. En general el analista deberá aplicar el factor 1,00, el cual refleja la presencia de conductores habituales en la corriente vehicular, a menos que exista una evidencia suficiente como para que deba emplearse un factor menor.

En el Manual de Capacidad se recomienda que para los casos en que se requiera una precisión mayor, acerca del comportamiento de los conductores en los flujos de días laborables y en los de fines de semana, se realicen estudios de campo comparativos, incluyendo también estudios de velocidad para ambos tipos de flujos.

3.3.4.- DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO.

El nivel de servicio de una sección básica de autopista puede ser determinado directamente mediante el empleo de la Figura N° 3-9, basándose para ello en el valor de la velocidad en flujo libre, calculada o medida en el terreno, y en el volumen equivalente, previamente determinado.

El procedimiento para el cálculo tiene los siguientes pasos:

Paso N° 1. – Determinación de la sección de autopista a analizar.

Paso N° 2. - Empleando del valor de la velocidad en flujo libre, calculada o medida en el terreno, construir la correspondiente curva velocidad – volumen equivalente, de la misma forma que las indicadas en la Figura N° 3-9. La curva dibujada debe interceptar el eje de coordenadas en el valor correspondiente a la velocidad en flujo libre.

Paso N° 3. - Partiendo del valor del volumen horario equivalente calculado en automóviles por hora y por carril, levantar una recta hasta cortar la curva dibujada según el Paso N° 2 y determinar, la velocidad promedio de los automóviles, dada sobre las ordenadas, y el nivel de servicio correspondiente a ese punto.

Paso N° 4. - Determinar la densidad del flujo vehicular mediante el empleo de la siguiente Ecuación N° 3-4

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (3 - 4)$$

ecuación donde:

D = Densidad en aut./km/carril

v_p = Volumen horario equivalente en aut./h/c

S = Velocidad promedio los automóviles obtenida en la Figura N° 3-9 en km/h

El nivel de servicio también puede ser determinado empleando los valores de variación de la densidad dados en la tabla de la Figura N° 3-8.

3.3.5.- SENSIBILIDAD DE LOS RESULTADOS A LA VARIACIÓN DE LOS DATOS.

Las condiciones de circulación corriente abajo, del tramo en estudio, pueden producir colas que pueden dar como resultado menores velocidades y bajos volúmenes. La metodología empleada para el análisis de los segmentos básicos de autopistas no son aplicables a esas circunstancias.

Aquellos que estén realizando el análisis de un tramo de autopista deberán tener presente que no existe un camino directo para calibrar el valor estimado de la capacidad de un segmento básico de autopista con las condiciones del terreno. En cambio, el analista si puede calibrar la velocidad en flujo libre y los ajustes por la demanda con las condiciones del terreno. Las mediciones de la densidad en el terreno pueden ser empleadas para determinar directamente el nivel de servicio de tramo en estudio.

La velocidad en flujo libre para autopistas urbanas es sensible al promedio del espaciamiento entre distribuidores y al número de carriles en una dirección. La sensibilidad se incrementa con el número de carriles. La tabla de la Figura N° 3-18 puede ser empleada par determinar la VFL dado el número de carriles en una dirección y la distancia promedio entre los distribuidores de la autopista.

Figura N° 3-18.- VFL y espaciamiento entre distribuidores
en autopistas urbanas
(ver nota al pie por los valores adoptados)

Número de carriles	Velocidad en flujo libre (km/h)			
	Espaciamiento entre distribuidores (km)			
	0,8	1,2	2,0	2,8
2	93	98	102	104
3	95	101	105	107
4	98	103	107	109
5	100	105	110	112

Notas:
Hipótesis: VFLR = 112 km/h; ancho de carril = 3,65 m ; banquina libre de obstáculos = 1,80 m

La velocidad en flujo libre para las autopistas urbanas es sensible al promedio del espaciamiento entre distribuidores, para distancias que estén por debajo de los 2,00 km. La

Figura N° 3-19 puede ser empleada a los efectos de determinar la VFL para autopistas rurales conociendo el promedio de la separación entre los distribuidores.

La relación v/c tiene un relativamente pequeño efecto sobre la velocidad hasta que el mismo exceda desde el 54% al 80% dependiendo ello de la VFL. Esta velocidad en flujo libre (la cual es sensible al ancho de carril y banquina, al número de carriles y al espaciamiento entre distribuidores) tiene más efecto sobre la velocidad media para bajas relaciones v/c que esa misma relación. Ver la Figura N° 3-20.

Figura N° 3-19: Velocidad en flujo libre en autopistas rurales .

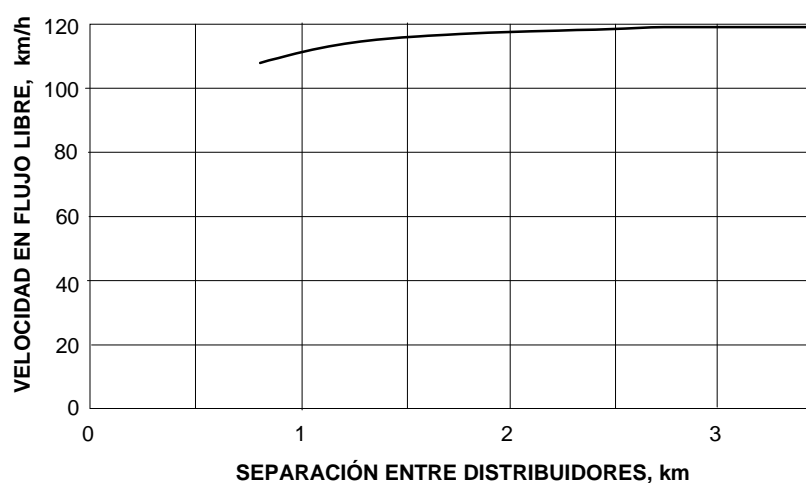
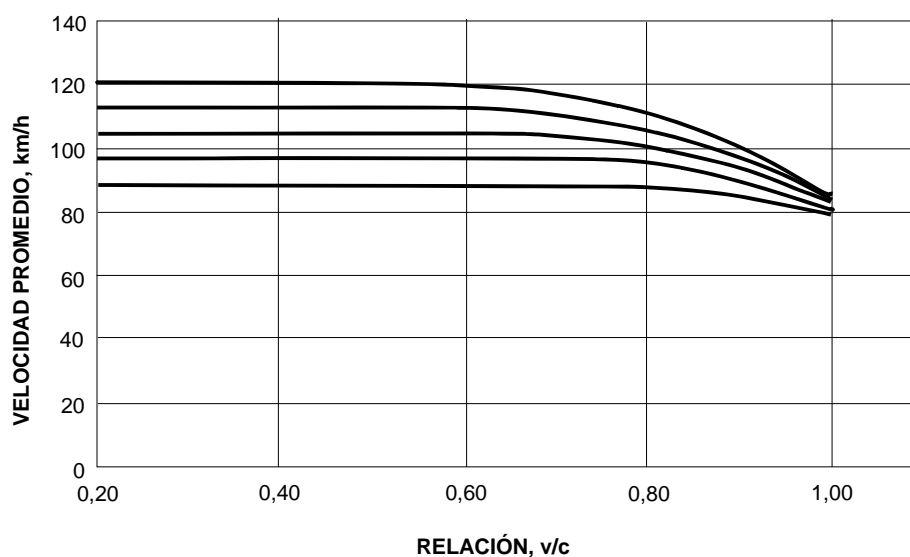
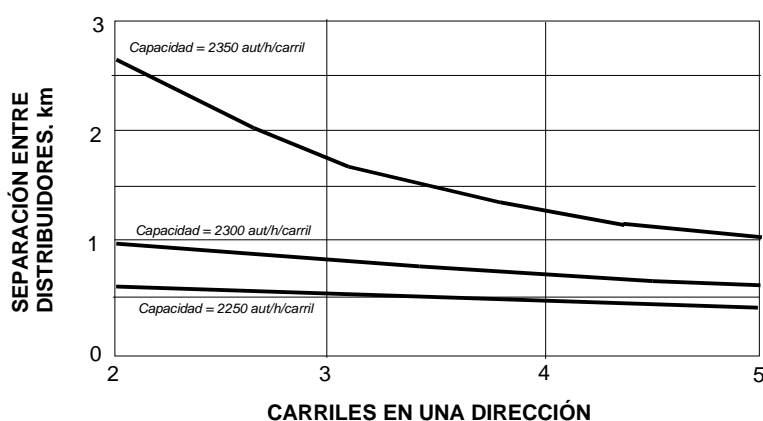


Figura N° 3-20: Velocidad media en autopistas y relación v/c .



Para las autopistas rurales, la capacidad por carril es de 2.400 aut/h/carril, siendo este valor basado en la hipótesis de que las autopistas rurales tienen un espaciamiento, entre distribuidores, mayor de los 3,2 km y dos carriles por dirección de marcha. La Figura N° 3-21 puede ser utilizada a los efectos de determinar la capacidad de las autopistas urbanas con cortos espaciamientos entre distribuidores o un número diferente de carriles.

Figura N° 3-21: Capacidad de autopistas urbanas y distancia entre distribuidores.



3.4.- APLICACIONES.

3.4.1.- TIPOS DE ANÁLISIS.

La metodología expuesta en este capítulo puede ser utilizada para analizar la capacidad y los niveles de servicio de los segmentos básicos de una autopista. La persona que esté realizando el análisis de un segmento básico, debe tener en cuenta dos cuestiones fundamentales:

- a) Que los principales datos finales resuelven una variedad de aplicaciones que incluyen, el nivel de servicio, el número de carriles necesarios (N), y el volumen equivalente que puede ser logrado (v_p). Otras medidas del comportamiento vehicular vinculadas con la densidad (D) y la velocidad (S) también pueden ser determinadas, pero las mismas son consideradas como un dato final secundario.
- b) El analista debe distinguir los valores por defecto o los estimados para ser usados en el análisis. Básicamente el analista tiene tres tipos de datos a ser empleados:
 1. Valores por defecto dados en el Manual de Capacidad

2. Estimaciones y valores por defecto locales desarrollados por el usuario.
3. Valores derivados de las mediciones en el terreno y de las observaciones.

Debe proveerse un valor determinado para cada uno de los datos que se ingresarán para la solución del problema, tanto para los datos de salida importantes como para los secundarios.

Una aplicación más común del método consiste en calcular el nivel de servicio de un tramo existente o de modificación del camino tanto en el corto como en el largo plazo. Este tipo de aplicación es comúnmente denominado, análisis operacional, y su resultado principal es el nivel de servicio del tramo, siendo los resultados secundarios la densidad y la velocidad.

Otra aplicación es comprobar la suficiencia del número de carriles existentes o de los recomendados para un segmento básico de autopista, partiendo del volumen, o volumen equivalente y del nivel de servicio deseado para el tramo.

Este tipo de aplicación es denominado análisis para el diseño, puesto que su resultado principal es el número de carriles requeridos para satisfacer las condiciones supuestas. Otros datos finales de este procedimiento, el análisis para el diseño, lo constituyen la velocidad y la densidad. Por último, el probable volumen equivalente (v_p) puede ser determinado como resultado final. Para ello se requiere como datos de entrada, el nivel de servicio deseado y el número de carriles y conocer los valores del volumen equivalente que hagan que la autopista funcione con un adecuado nivel de servicio.

Otro tipo general de análisis es denominado para el planeamiento. Este tipo de análisis utiliza como datos para el desarrollo de los cálculos pertinentes, distintos tipos de valores, tales como, los estimados, los que el Manual de Capacidad proporciona como por defecto y los locales, también por defecto. Como resultado principal de este análisis pueden obtenerse, el nivel de servicio, el número de carriles o el volumen equivalente, juntamente con los resultados secundarios como los son la densidad y la velocidad.

La diferencia entre el análisis para el planeamiento y el análisis operacional o también para el diseño, radica en que la mayoría de los datos empleados en el análisis para el planeamiento provienen de estimaciones o son tomados por defecto, mientras que los otros dos tipos de análisis tienden a emplear valores medidos en el terreno o bien conocidos, para la mayoría de los datos que en ellos se emplean.

Debe tenerse presente que para cualquiera de los tres tipos de análisis mencionados precedentemente la velocidad en flujo libre, ya sea medida o estimada, siempre es requerida como dato para el cálculo.

3.4.2.- DIVISIONES DEL SEGMENTO BÁSICO DE LA AUTOPISTA.

Los procedimientos de cálculo de la capacidad y de los niveles de servicio requieren que el tramo de autopista analizado tenga características uniformes, tanto de tránsito como de calzada. Consecuentemente, un punto a partir del cual exista un cambio en cualquiera de esas dos condiciones representa el punto final del segmento analizado.

Cualquier rama, tanto de entrada como de salida, se constituyen límites de la sección pues en ellas se produce un cambio en el volumen de tránsito de la autopista. El comienzo y el final de una rampa simple o compuesta también actúa como límites.

Cualquier punto a partir del cual se produce un cambio en las condiciones del tránsito o de la calzada debe ser empleado como límite entre segmentos uniformes, cada uno de los cuales debe ser analizado en forma separada.

En forma adicional a los límites naturales creados por las ramas de entrada y de salida, las siguientes condiciones generales dictaminan que el segmento en estudio debe ser fraccionado:

- Cambio en el número de carriles.
- Cambio en el ancho libre de obstáculos en la banquina derecha.
- Cambio de la pendiente de las rampas del 2% o más o una rampa de subida de pendiente constante pero de una longitud superior a los 1.200 m.
- Cambio en la velocidad límite fijada para el tramo.

3.4.3.- PASOS EN EL PROCESO DE CÁLCULO.

La planilla de cálculo para segmentos básicos de autopistas se proporciona en la Figura N° 3-22. La persona que esté realizando el cálculo deberá proveer toda la información general requerida, como así también los datos acerca de la ubicación, para todas las aplicaciones que realice.

Figura N° 3-22: Planilla de cálculo para segmento básico de autopistas

PLANILLA DE CÁLCULO PARA SEGMENTO BÁSICO DE AUTOPISTA																								
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>APLICACIÓN</th> <th>DATO</th> <th>RESULTADO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Operacional, (NS)</td> <td>VFL, N, V_p</td> <td>N, S, D</td> </tr> <tr> <td>Diseño (N)</td> <td>VFL, NS V_p</td> <td>N, S, D</td> </tr> <tr> <td>Diseño (V_p)</td> <td>VFL, NS, N</td> <td>v_p, S, D</td> </tr> <tr> <td>Planeamiento (NS)</td> <td>VFL, N, TMDA</td> <td>NS, S, D</td> </tr> <tr> <td>Planeamiento (N)</td> <td>VFL, NS, TMDA</td> <td>N, S, D</td> </tr> <tr> <td>Planeamiento (V_p)</td> <td>VFL, NS, TMDA</td> <td>v_p, S, D</td> </tr> </tbody> </table>		APLICACIÓN	DATO	RESULTADO	Operacional, (NS)	VFL, N, V_p	N, S, D	Diseño (N)	VFL, NS V_p	N, S, D	Diseño (V_p)	VFL, NS, N	v_p , S, D	Planeamiento (NS)	VFL, N, TMDA	NS, S, D	Planeamiento (N)	VFL, NS, TMDA	N, S, D	Planeamiento (V_p)	VFL, NS, TMDA	v_p , S, D
APLICACIÓN	DATO	RESULTADO																						
Operacional, (NS)	VFL, N, V_p	N, S, D																						
Diseño (N)	VFL, NS V_p	N, S, D																						
Diseño (V_p)	VFL, NS, N	v_p , S, D																						
Planeamiento (NS)	VFL, N, TMDA	NS, S, D																						
Planeamiento (N)	VFL, NS, TMDA	N, S, D																						
Planeamiento (V_p)	VFL, NS, TMDA	v_p , S, D																						
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN DEL LUGAR																						
Analista Organismo o Empresa Fecha de realización Periodo de tiempo del análisis		Autopista y dirección del tránsito Desde / a Jurisdicción Año del análisis																						
<input type="checkbox"/> Operacional (VFL) <input type="checkbox"/> Diseño (N) <input type="checkbox"/> Diseño (v_p) <input type="checkbox"/> Planeamiento (VFL) <input type="checkbox"/> Planeamiento (N) <input type="checkbox"/> Planeamiento (v_p)																								
DATOS																								
Volumen, Vaut/h Tránsito medio diario anual, TMDAaut/día Proporción de hora pico del TMDA, K Proporción de la dirección en la hora pico, D Vol. horario direccional diseño VHDD=TMDA x K x Daut/h Tipo de conductor: <input type="checkbox"/> habitual <input type="checkbox"/> recreacional		Factor de hora pico, FHP Porcentaje de camiones y omnibus P_T Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P_R Tramo generalizado, tipo: <input type="checkbox"/> Llano <input type="checkbox"/> Ondulado <input type="checkbox"/> Montañoso Rampa longitud.....km ascendente/desc%																						
CÁLCULO DE LOS FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO																								
f_p E_T		E_R $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} =$																						
DATOS DE VELOCIDAD																								
Ancho de carrilm Banquina derecha libre de obstáculos, Lm Densidad de intercambiadoresi/km Número de carriles, N VFL (medido)km/h Velocidad en flujo libre de referencia, VFLRkm/h		f_{LW}km/h f_{LC}km/h f_{ID}km/h f_Nkm/h $VFL = VFLR - f_{LW} - f_{LC} - f_{ID} - f_N$km/h																						
NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO																								
Operacional (NS) o Planeamiento (NS) $v_p = \frac{V \text{ ó VHDD}}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} =$aut/h/carril Skm/h D = v_p/S NS Diseño (v_p) o Planeamiento (v_p) NS v_paut/h/carril V = $v_p \times FPH \times N \times f_{HV} \times f_p$aut/h Skm/h D = v_p/Saut/km/carril		Diseño (N) o Planeamiento (N), 1ª iteración Nfijado $v_p = \frac{V \text{ ó VHDD}}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} =$aut/h/carril NS Diseño (N) o Planeamiento (N), 2ª iteración Nfijado $v_p = \frac{V \text{ ó VHDD}}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} =$aut/h/carril Skm/h D = v_p/Saut/km/carril NS																						
GLOSARIO		UBICACIÓN DE LOS FACTORES																						
N = número de carriles V = volumen v_p = volumen equivalente NS = nivel de servicio VHDD = volumen horario direccional de diseño		S = velocidad D = densidad VFL = velocidad en flujo libre VFLR = VFL de referencia E_R – figuras 3-14, 3-16 E_T – figuras 3-14, 3-15, 3-17 f_p – página 89 NS, V, VFL, v_p – figuras 3-8, 3-9 f_{LW} – figura 3-10 f_{LC} – figura 3-11 f_N – figura 3-12 f_{ID} – figura 3-13																						

3.4.3.1.- Análisis operacional.

Para el análisis operacional que proporciona los niveles de servicio, todos los valores de la velocidad y del volumen vehicular, deben ser empleados como datos de ingreso.

A partir de allí el volumen equivalente es calculado empleando los valores dados sobre equivalente en automóviles. La velocidad en flujo libre es determinada mediante el ajuste del valor de la velocidad en flujo libre de referencia (VFLR).

3.4.3.2.- Análisis para el diseño.

Lo esencial del análisis para determinar el número de carriles (N) es establecer el volumen horario. Toda la información con la excepción del número de carriles, debe ser incorporada en las partes de la planilla de cálculo correspondientes a los datos sobre volumen y velocidad. La velocidad en flujo libre VFL, ya sea calculada o medida en el terreno, también debe ser incorporada a la mencionada planilla y además establecer por interpolación la curva que la representa en el gráfico volumen – velocidad. De hecho debe incorporarse, a la planilla, el nivel de servicio adoptado o deseado para la sección.

Cuando se completaron los datos requeridos, el analista debe suponer o adoptar un determinado número de carriles (N) que se estime satisficará las condiciones del nivel de servicio adoptado. Una vez adoptado el número de carriles, se procederá a determinar el volumen equivalente (v_p) empleando los valores dados sobre equivalente en automóviles.

El nivel de servicio es entonces determinado entrando en el gráfico de la planilla y luego comparado con el volumen de servicio deseado. De no concordar se vuelve a repetir el proceso ya visto, agregando un carril a los previamente supuestos hasta determinar un nivel de servicio que concuerde o supere al nivel de servicio deseado. En el caso de ser requerida la densidad D puede ser determinada por la fórmula vista en el punto anterior.

3.4.3.3.- Determinación del volumen equivalente de diseño (v_p).

El objetivo del análisis para la determinación del volumen equivalente de diseño (v_p) consiste en la estimación del mismo expresado en automóviles por hora y por carril, dada una serie condiciones referentes al tránsito, a la calzada y a la VFL. El nivel de servicio deseado, debe ser ingresado en la planilla de cálculo. A continuación debe establecerse la velocidad en flujo libre del segmento básico, ya sea mediante la medición en el terreno o bien calculándola a partir de la VFLR.

Después que se ha introducido en el gráfico dado en la planilla de cálculo la curva correspondiente a la VFL, el analista deberá determinar cual volumen equivalente es factible dentro de los correspondientes al nivel de servicio impuesto. Ese valor del volumen equivalente será considerado como el máximo volumen equivalente para el nivel de servicio adoptado.

La velocidad media de los automóviles también puede ser calculada a partir del gráfico. Finalmente si se desea conocer el valor de la densidad, el mismo puede ser determinado con la fórmula antes vista.

3.4.4.- Aplicaciones para el planeamiento.

Las tres aplicaciones para el planeamiento, planificación para el nivel de servicio, volumen equivalente (vp) y número de carriles, corresponden directamente a los procedimientos descritos para el análisis operacional y para el diseño.

El principal criterio para categorizar esas tres aplicaciones como correspondientes al análisis para el planeamiento es el uso de valores estimados, de los valores por defecto dados en el Manual de Capacidad y los valores por defecto locales como datos de ingreso a los procedimientos de cálculo. El empleo del tránsito medio diario anual (TMDA) a los efectos de estimar el volumen horario direccional de diseño (VHDD) también caracteriza la aplicación para el planeamiento.

Para llevar adelante un análisis para el planeamiento, el analista normalmente tendrá muy pocos, si los tiene, valores reales de los requeridos como datos de entrada.

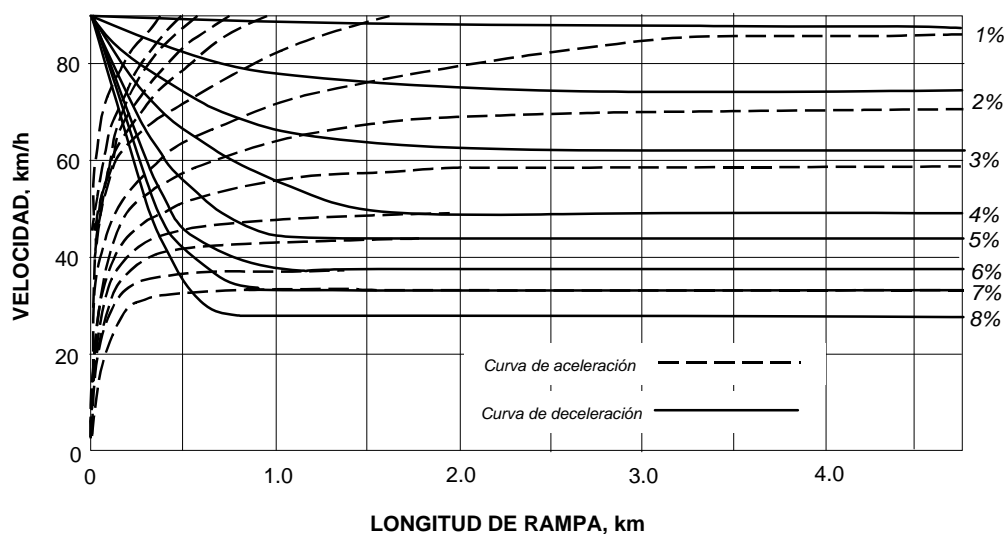
3.5.- PROCEDIMIENTO PRECISO PARA LA DETERMINACIÓN DEL EQUIVALENTE EN AUTOMÓVILES DE LOS CAMIONES EN RAMPAS COMPUESTAS, ASCENDENTES.

En los análisis realizados para el cálculo de la capacidad y los niveles de servicio, una serie de rampas ascendentes de distintas pendientes, puede ser sustituida por una única rampa promedio, siempre y cuando ninguna de las rampas reemplazadas tenga un pendiente mayor del 4% o su longitud sea mayor de 1.200 metros.

Para aquellas rampas compuestas que estén fuera de los límites establecidos en el párrafo anterior, el Manual de Capacidad recomienda emplear un procedimiento más preciso para la determinación de la rampa que se empleará en el cálculo de los equivalentes en

automóviles. Este procedimiento permite calcular la pendiente de una rampa equivalente que produzca la misma velocidad final de los camiones que la rampa compuesta. Para la determinación de esa rampa equivalente se hace necesario el empleo de las curvas de comportamiento de los camiones en las rampas ascendentes, la que se proporciona en la Figura N° 3-23.

Figura N° 3-23: Curvas de comportamiento para camiones tipo de 0.09 t/HP.



Al igual que todos los procedimientos de cálculo empleados hasta el momento, las curvas de comportamiento están realizadas para camiones con una relación peso potencia igual a 0.091 t/HP (relación potencia - peso = 11 HP/t). En Manual se aclara que este camión medio, es algo más pesado que el promedio de los que circulan por las autopistas de los EE.UU. El camión de 11 HP/t es empleado por el Manual únicamente para la determinación de la rampa equivalente pues los factores de equivalencia dados en las tablas correspondientes están basadas para camiones cuya relación potencia - peso oscila entre los 17 y 14 HP/t.

El ejemplo dado a continuación, ilustra el procedimiento propuesto para el cálculo de la rampa equivalente:

Considérese una rampa compuesta constituida por dos tramos, el primero de ellos de 1.500 m de longitud y una pendiente del 2%, mientras que el otro tramo tiene también 1.500 m de largo, pero una pendiente del 6%.

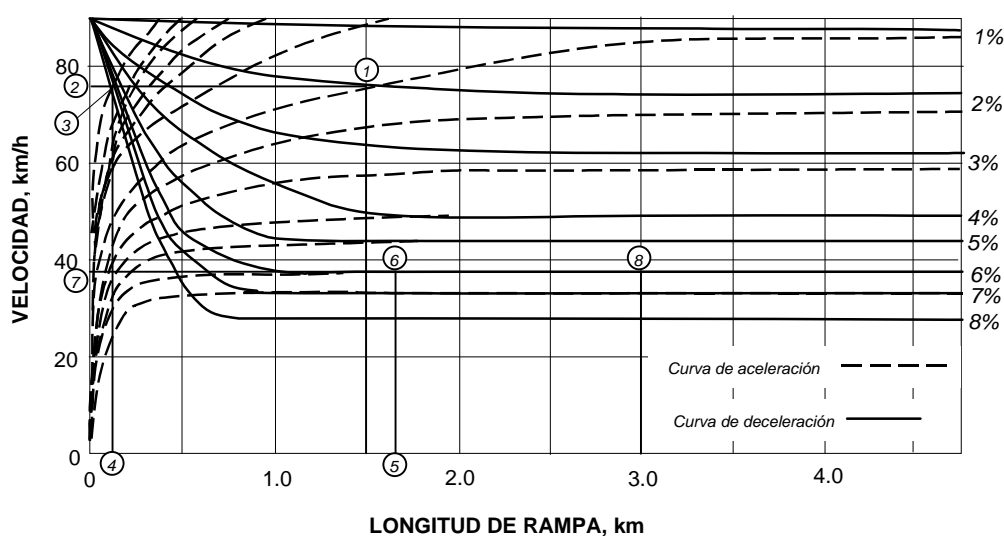
Si se empleara la técnica de la rampa promedio, la cual no es válida para el caso planteado, se obtendría el siguiente resultado:

$$\text{Elevación total} = (1.500 \times 0,02) + (1.500 \times 0,06) = 120 \text{ m}$$

$$\text{Rampa promedio} = 120 \div 3.000 = 0,04 = 4\%$$

El método más preciso recomendado en el Manual proporciona la pendiente de una rampa de 3.000 m de longitud al término de la cual la velocidad de los camiones es la misma que la experimentada al final de la rampa compuesta. La solución a este problema se ilustra en la Figura N° 3-24.

Figura N° 3-24: Determinación de la longitud de una rampa.



Para encontrar la velocidad al final de la primera rampa de 1500 m de longitud y del 2% de pendiente se traza una vertical desde el punto correspondiente a los 1.500 m indicados en el eje de las abscisas, hasta interceptar la curva de deceleración correspondiente a una pendiente del 2%. (punto 1) y desde allí se traza una horizontal hasta cortar al eje vertical, en cual puede leerse la velocidad correspondiente, en este caso 75 km/h (punto 2). Esta velocidad es también la velocidad con la cual el camión ingresa a la segunda rampa la cual tiene, como se mencionara, 1.500 m de longitud y una pendiente del 6%

La intersección de la recta horizontal trazada desde el punto 2 hasta cortar la curva de deceleración correspondiente a una pendiente del 6%, está indicada como punto 3. A

partir de este punto 3 se baja una vertical hasta el eje horizontal, determinándose el punto 4. Este punto indica que la velocidad de 75 km/h a la cual el camión ingresa a la rampa del 6 de pendiente, es la misma que se obtendría si hubiera recorrido desde el origen de esa rampa 225 m, iniciando ese recorrido desde un tramo horizontal.

Dado que el camión deberá aún recorrer otros 1.500 m sobre esa rampa del 6% esta distancia debe ser adicionada los 225 m determinados según el punto 4 y establecer así la distancia de 1725 m (punto 5). A partir de este punto 5 se levanta una vertical hasta cortar a la curva de deceleración correspondiente a la rampa del 6% determinando el punto 6 a los efectos de conocer la velocidad del camión al finalizar esa rampa. Esta velocidad se obtiene trazando una horizontal desde el punto 6 hasta cortar el eje vertical, obteniéndose una velocidad de 37 km/h (punto 7)

A los efectos de poder determinar la pendiente de la rampa equivalente de 3.000 m de longitud, se traza una horizontal desde ese punto 7 hasta cortar a la vertical que se hace pasar por el punto que en el eje horizontal representa los 3.000 m, determinándose el punto 8. En este caso se ha determinado que la pendiente equivalente es del 6% y no del 4% como resultaría de aplicar el método simplificado.

El valor del equivalente en automóviles E_T puede ahora ser calculado para una rampa de 6% de pendiente y 3.000 m de longitud.

Los pasos siguientes indican de forma sintética el método para determinar la pendiente equivalente:

- Paso 1. Ingresar en las curvas de comportamiento de los camiones en las pendientes ascendentes con la longitud y pendiente de la primera de las rampas. Determinar la velocidad del camión al final de esa rampa, la cual es igual a la que ingresará a la rampa siguiente.
- Paso 2. Determinar la longitud de recorrido en la segunda rampa que produzca la misma velocidad del camión encontrada en el paso anterior.
- Paso 3. A la distancia determinada en el paso 2, adicionar la longitud de la segunda rampa y determinar la velocidad del camión al finalizar esta.
- Paso 4. Si existieran rampas adicionales repetir los Pasos 1 a 3 para cada una de las rampas subsiguientes hasta que la velocidad final pueda ser determinada.

Paso 5. Entrar en las curvas de comportamiento de los camiones en rampas ascendentes con la velocidad final determinada y con la longitud total de la rampa compuesta para encontrar el valor de la pendiente de la rampa equivalente el cual será empleado para determinar el equivalente en automóviles de los camiones.

Debe puntualizarse que el presente tipo de análisis puede ser aplicado a cualquier número de rampas sucesivas de distintas longitudes y pendientes. Esa serie de rampas pueden aún incluir rampas descendentes o tramos horizontales. Esos puntos pueden no ser empleados como puntos límites entre los tramos en análisis a menos que se demuestre que el camión retorna a la velocidad que tenía en el tramo horizontal en condiciones de flujo libre.

Para cualquier serie de rampas consecutivas resulta importante identificar el punto en el cual el camión desarrolla la menor velocidad, debido a que en ese punto el efecto deletéreo de los camiones resulta más severo. En consecuencia el lugar adecuado para evaluar una rampa compuesta puede no ser el final de la misma sino el punto en el cual la velocidad del camión resulta ser la menor de todo el recorrido. Por ejemplo, si una rampa de 1.600 m de longitud y del 4% de pendiente es seguida por otra, también ascendente, de 800 m con una pendiente del 2% el punto en el cual el camión desarrollará su mínima velocidad será al final de la rampa del 4% de pendiente y no en la siguiente del 2%

Por último es de hacer notar que este procedimiento utiliza segmentos discretos de rampas e ignora las curvas verticales que los unen, lo cual simplifica los cálculos y proporciona una suficiente exactitud para los propósitos perseguidos con el cálculo de la capacidad.

CAPÍTULO 4

SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO

4.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

4.1.1.- INTRODUCCIÓN.

El entrecruzamiento no es otra cosa que el cruce de dos corrientes de tránsito que se mueven en un mismo sentido y que se produce entre una convergencia y una divergencia de ambas corrientes.

Una sección de entrecruzamiento puede ser descripta como la longitud de camino o calzada, de un único sentido de circulación, que acomoda ese cruce de las corrientes de tránsito, al principio de la cual, dos caminos o calzadas convergen y en el otro extremo se separan o divergen.

El Manual de Capacidad establece que el entrecruzamiento puede ser definido ***"como el cruce de dos o más corrientes de tránsito que circulan en el mismo sentido a lo largo de una longitud significativa de camino, sin la asistencia o ayuda de elementos de control de tránsito (con excepción de las señales de orientación)"***.

Las áreas o secciones de entrecruzamiento se forman cuando un área de convergencia es seguida a corta distancia por un área de divergencia o cuando una rama de entrada es seguida a corta distancia por una de salida y ambas están unidas por un carril auxiliar.

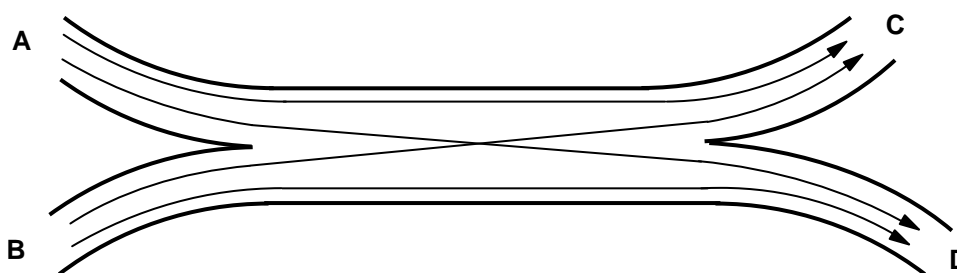
Con respecto a esto último debe dejarse bien en claro que si una rama de entrada es seguida a corta distancia por otra de salida y ambas no están unidas por un carril auxiliar no constituyen una sección de entrecruzamiento. En este caso, ambos movimientos, el convergencia y el divergencia deben ser considerados en forma separada empleando para ello los procedimientos para el análisis de unión de las ramas con la autopista.

Las secciones de entrecruzamiento imponen la realización de un gran número de maniobras de cambios de carril, en la medida en que los conductores deben acceder a los carriles adecuados que los conduzcan al punto de salida deseado.

Como consecuencia de ello, el movimiento vehicular en una sección de entrecruzamiento está sometido a una turbulencia mayor que la normalmente producida en una sección básica de una autopista. Esta turbulencia ocasiona problemas operacionales y requerimientos de diseño especiales los cuales serán tratados más adelante.

La Figura N° 4-1 muestra como se forma una sección de entrecruzamiento. Si a los carriles de entrada y salida se los denomina ramas, los vehículos que circulan desde la rama A hacia la rama D, deben cruzar la trayectoria de los que viajan desde B hasta C. Los movimientos vehiculares A - D y B - C son denominados flujos o volúmenes de entrecruzamiento. Los movimientos A - C y B - D, pueden también existir en la sección considerada pero los vehículos que realizan estos movimientos no necesitan entrecruzar sus trayectorias y en consecuencia son denominados volúmenes de no entrecruzamiento

Figura N° 4-1: Formación de una sección de entrecruzamiento.



Esa misma Figura N° 4-1 muestra una sección de entrecruzamiento simple, constituida por un único punto de convergencia, seguido por otro único punto de divergencia. Las secciones de entrecruzamiento múltiples están formadas por un punto de convergencia seguido por dos de divergencia o viceversa, tal como se verá más adelante.

Las secciones de entrecruzamiento pueden existir en cualquier tipo de camino, ya sean autopistas, multicarril, de dos carriles, en las zonas de los distribuidores, calles urbanas o en los colectores – distribuidores.

Los procedimientos de cálculo que se verán, fueron desarrollados exclusivamente para las secciones de entrecruzamiento de las autopistas, y en el Manual se dan ciertas sugerencias para utilizar esos procedimientos en tramos de caminos multicarril con flujo ininterrumpido en los que se presenten maniobras de entrecruzamiento.

La aplicación de los procedimientos que se verán, no es recomendada para su utilización en las secciones de entrecruzamiento de las zonas urbanas, las cuales son considerablemente más complejas e involucran el empleo de elementos de señalización. Según lo establece explícitamente el Manual de Capacidad, hasta el momento no existen procedimientos aceptables para el análisis del entrecruzamiento en zonas urbanas.

Existen tres variables geométricas que influyen la operación en las secciones de entrecruzamiento, ellas son:

- 1.- Configuración de la sección de entrecruzamiento.
- 2.- Longitud de la sección de entrecruzamiento.
- 3.- Ancho de la sección de entrecruzamiento.

4.1.2.- CONFIGURACIÓN DE LA SECCIÓN DE ENTRECruzAMIENTO.

El aspecto más crítico de las condiciones de operación dentro de una sección de entrecruzamiento lo constituye el cambio de carril. Los vehículos que entrecruzan, los cuales deben cruzar la calzada de la sección para entrar por la derecha y salir por la izquierda, o viceversa, deben llevar a cabo esas maniobras efectuando adecuados cambios de carril. La configuración de la sección de entrecruzamiento ejerce un gran efecto sobre el número de cambios de carril requeridos por los vehículos que entrecruzan para concretar exitosamente sus maniobras.

Se entiende por configuración de una sección de entrecruzamiento a la ubicación relativa de los carriles y al número de ellos, existentes tanto en la entrada como en la salida de la sección. Esta característica puede ejercer una gran influencia en el número de cambios de carril que puedan producirse en la sección.

Existe también una distinción entre los cambios de carril que deben ser realizados a los efectos de entrecruzar las trayectorias y los cambios de carril adicionales que son discrecionales y no son necesarios para completar la maniobra de entrecruzamiento. El primero de estos movimientos debe ser realizado dentro de la longitud de la sección de entrecruzamiento, mientras que los últimos no están restringidos a la mencionada sección

Los procedimientos que se desarrollarán tratan acerca de tres categorías de configuración de las secciones de entrecruzamiento: Tipo A; Tipo B y Tipo C. Cada uno de ellos presenta características singulares, las cuales se describirán a continuación

4.1.2.1.- Secciones de entrecruzamiento Tipo A.

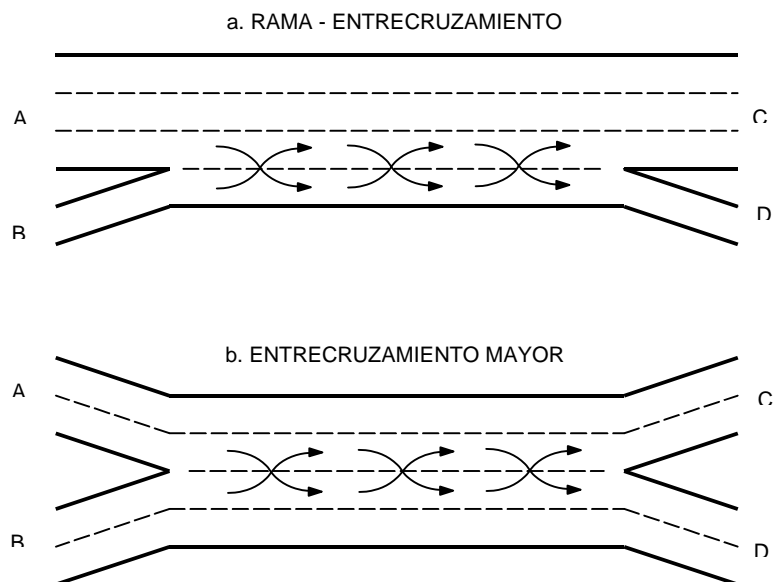
La característica que identifica a las secciones de entrecruzamiento del Tipo A, es que todos los vehículos que entrecruzan deben realizar un cambio de carril a los efectos de completar con éxito su maniobra.

Todos esos cambios de carril se producen a través de la línea de carril que conecta directamente la nariz de entrada a la sección, con la correspondiente a la salida de esta. Esta línea es denominada línea de coronamiento. Las secciones de entrecruzamiento de Tipo A son, únicamente aquellas que tienen línea de coronamiento.

En la Figura N° 4-2 se ilustran dos subcategorías de las secciones de entrecruzamiento del Tipo A.

La forma más común de una sección de entrecruzamiento de Tipo A es la mostrada en la Figura N° 4-2 (a), la cual está formada por una rama de entrada seguida a corta distancia por una de salida y ambas están conectadas por un carril auxiliar continuo.

Figura 4-2: Secciones de entrecruzamiento Tipo A.



En este caso, el de la Figura N° 4-2 (a), todos los vehículos que ingresan por la rama de entrada deben efectuar un cambio de carril, desde el auxiliar al carril derecho de la autopista y todos los vehículos que abandonan ésta última, deben hacer también un cambio

de carril, desde el derecho de la autopista al auxiliar. La línea divisoria de carril entre el auxiliar y el carril derecho de la autopista constituye la línea de coronamiento de este tipo de sección

Los cambios de carril desde y hacia los otros carriles de la autopista, pueden realizarse también dentro de la sección de entrecruzamiento, pero ellos son propios del flujo vehicular de la autopista y no impuestos por el movimiento de entrecruzamiento que se analiza.

Las secciones formadas por una secuencia de ramas de entrada y de salida, unidas por un carril auxiliar, son comúnmente denominadas "secciones rama.--entrecruzamiento". También suele llamárselas "secciones de entrecruzamiento de un solo lado" debido a que todos los movimientos de entrecruzamiento tienen lugar en un lado del camino o de la calzada.

Debe dejarse bien en claro que una rama de entrada seguida por otra de salida y que no estén unidas por un carril auxiliar, no son consideradas como áreas de entrecruzamiento y la resolución de los problemas que plantean se realiza como si fueran áreas de convergencias y divergencias separadas, empleando los métodos para el análisis de capacidad de ramas.

La Figura N° 4-2 (b), ilustra una sección de entrecruzamiento mayor la cual también tiene una línea de coronamiento, y está formada por dos ramas de dos carriles cada una, las cuales se unen para formar una calzada de cuatro carriles, para luego separarse y formar nuevamente dos ramas de salida, idénticas a las de entrada,

Este tipo de secciones está caracterizado por el hecho de tener tres o más carriles de entrada, mientras que las calzadas de salida tienen más de un carril cada una. A igual que en el caso de la sección rama - entrecruzamiento, todos los vehículos que entrecruzan, cualquiera sea la dirección que sigan, deben atravesar la línea de coronamiento.

Las dos clases de secciones de Tipo A, difieren entre sí en la influencia que, sobre la velocidad de los vehículos, ejercen las características propias de ellas.

En la mayoría de las secciones rama - entrecruzamiento, la velocidad de diseño de las ramas es significativamente menor que la de la autopista y en consecuencia, los vehículos de las ramas de entrada deben acelerar para cruzar la sección de entrecruzamiento, mientras que los que van a salir de la autopista deben disminuir su velocidad.

En cambio, para las secciones de entrecruzamiento mayores, la velocidad de diseño de las calzadas multicarril, de las ramas de entrada y salida, es más compatible con el de la autopista principal y en consecuencia su impacto sobre la aceleración o deceleración de los vehículos en la sección de entrecruzamiento es mínimo, no requiriéndose la aceleración y deceleración antes mencionadas.

No obstante lo mencionado precedentemente y como se verá, esta diferencia entre ambos tipos de secciones de entrecruzamiento no se refleja en los procedimientos de cálculo, debido a la poca frecuencia de las secciones de entrecruzamiento mayores, con línea de coronamiento y a la falta de datos concernientes a la operación en tal tipo de sección.

Debe dejarse aclarado que la metodología de cálculo que se verá, está calibrada para las secciones de entrecruzamiento Tipo A, ramas – entrecruzamiento.

Debido a que los vehículos que se entrecruzan en este tipo de secciones deben cruzar la línea de coronamiento, ellos están generalmente confinados a ocupar los dos carriles adyacentes a la línea de coronamiento mientras permanezcan en la sección.

Por otra parte, algunos vehículos que no efectúan la maniobra de entrecruzamiento, pueden también utilizar esos carriles adyacentes a la línea de coronamiento y por ende ellos son generalmente compartidos, tanto por los vehículos que realizan las maniobras de entrecruzamiento como por aquellos que no la efectúan.

Uno de los efectos más significantes de tener carriles compartidos por ambos tipos de vehículos es el de limitar el máximo número de carriles que pueden ocupar los vehículos que efectúan el entrecruzamiento.

4.1.2.2.- Secciones de Entrecruzamiento Tipo B

Las secciones de entrecruzamiento de este tipo pueden también ser denominadas "secciones de entrecruzamiento mayores" debido a que todas involucran ramas de entrada y de salida con más de un carril.

También aquí, el número de cambio de carriles requeridos por los vehículos que entrecruzan es lo que caracteriza a las secciones de entrecruzamiento del Tipo B ya que en ellas se tiene que:

1°.- Uno de los movimientos de entrecruzamiento puede ser realizado sin efectuar ningún cambio de carril.-

2°.- El otro movimiento de entrecruzamiento requiere como máximo, un cambio de carril.

Las Figuras N° 4-3 (a) y 4-3 (b), muestran dos secciones de entrecruzamiento del Tipo B. En ambos casos, el movimiento vehicular B - C (entrada por la derecha, salida por la izquierda) puede ser realizado sin necesidad de efectuar ningún cambio de carril, mientras que el movimiento A - D (entrada por la izquierda y salida por la derecha) requiere concretar un único cambio de carril. Esencialmente hay un carril continuo que permite la entrada por la derecha y la salida por la izquierda.

En el caso de la sección de entrecruzamiento ilustrada en la Figura N° 4-3 (a), lo mencionado en el párrafo anterior puede ser cumplimentado mediante la adición de un carril de divergencia en la zona triangular de salida. Mediante la utilización de este carril, un vehículo puede continuar su recorrido deseado sin necesidad de efectuar un cambio de carril.

Este tipo de diseño es también denominado como "de carril de equilibrio" pues, por ejemplo, el número de carriles que salen del punto de divergencia está incrementado en un carril más de los que llegan al mismo.

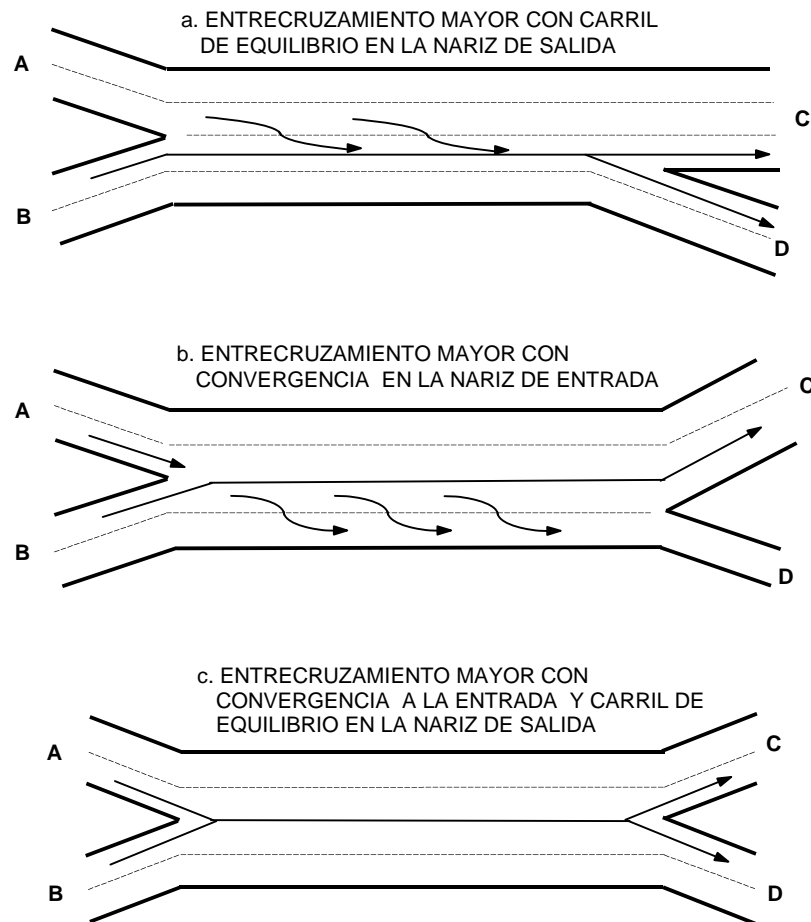
En la sección de entrecruzamiento dada en la Figura N° 4-3 (b) puede apreciarse que un carril del ramal A converge con uno del ramal B, en la sección triangular de entrada. Esta solución es ligeramente menos eficiente que aquellas que proveen un carril de equilibrio en la nariz de salida, pero produce el mismo número de cambios de carril que la anteriormente mencionada.

La configuración mostrada en la Figura N° 4-3 (c) es única, pues tiene ambas ramas de convergencia de dos carriles a la entrada y carril de equilibrio a la salida. En este caso, ambos movimientos pueden ser llevados a cabo sin realizar cambio alguno de carril. Este tipo de configuración es encontrado fundamentalmente en las calzadas de un colector – distribuidor, formando parte de un distribuidor de tránsito.

Las secciones de entrecruzamiento del Tipo B. son sumamente eficientes para acomodar un gran volumen de entrecruzamiento, principalmente debido a que las mismas poseen un "carril de paso" para uno de los movimientos de entrecruzamiento en el cual los vehículos que lo utilizan no necesitan cruzarse a otro carril para seguir el recorrido deseado.

Las maniobras de entrecruzamiento pueden ser realizadas mediante un único cambio de carril desde los carriles adyacentes a ese carril de paso. En consecuencia, los vehículos que efectúan esas maniobras pueden ocupar un número significativo de carriles, en la sección de entrecruzamiento, no estando tan restringidos, en ese aspecto, como sucede en las secciones de Tipo A.

Figura 4-3: Secciones de entrecruzamiento Tipo B.



4.1.2.3.- Secciones de entrecruzamiento Tipo C.

Las secciones de entrecruzamiento cuya configuración pertenece al Tipo C, son similares a las del Tipo B. Esta similitud radica en que en las secciones de este tipo de configuración se dispone de uno o más carriles de paso para cumplimentar uno de los movimientos de entrecruzamiento.

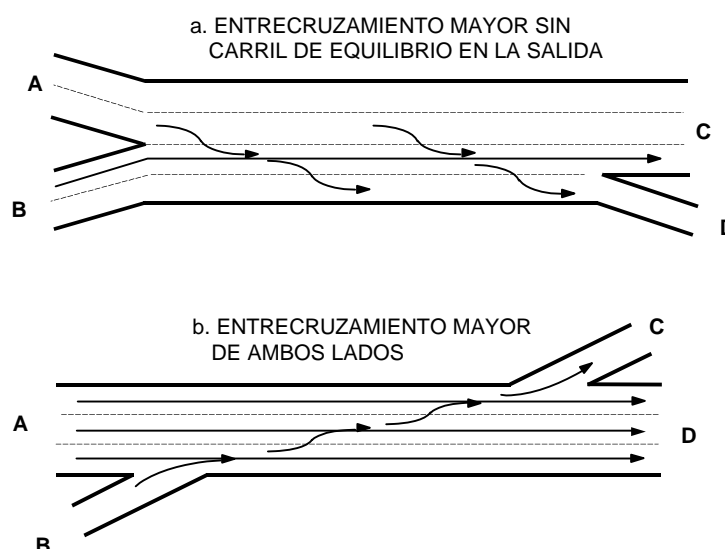
La característica que distingue a las configuraciones del Tipo B de las del Tipo C, es el número de cambios de carril requeridos por el otro movimiento de entrecruzamiento.

Una configuración de sección de entrecruzamiento del Tipo C está caracterizada por dos aspectos importantes:

- 1°.- Uno de los movimientos de entrecruzamiento puede ser cumplimentado sin efectuar un cambio de carril.
- 2°.- El otro movimiento requiere dos o más cambios de carril.

En la Figura N° 4-4 se ilustran dos secciones de entrecruzamiento del Tipo C.

Figura N° 4-4: Secciones de entrecruzamiento Tipo C.



En el caso de la Figura N° 4-4- (a) el movimiento B - C no requiere efectuar cambio alguno de carril, mientras que el movimiento A - D necesita realizar dos cambios de carril. Este tipo de sección se forma cuando no existen, ni carril de convergencia en su entrada, ni de equilibrio en la salida y tampoco está presente una línea de coronamiento a lo largo de ella.

Resulta importante destacar que mientras este tipo de sección es relativamente eficiente para el movimiento de entrecruzamiento en la dirección del flujo vehicular de la autopista, la misma no resulta adecuada para acomodar grandes volúmenes de entrecruzamiento en la otra dirección.

La Figura N° 4-4 (b) muestra una sección de entrecruzamiento de las denominadas de "ambos lados". la misma se forma cuando una rama de entrada, ubicada a la derecha de la autopista, es seguida por una rama de salida ubicada a la izquierda de ésta o viceversa.

En tales circunstancias, los vehículos de paso de la autopista funcionalmente operan como un movimiento de entrecruzamiento. Los vehículos que van de una rama a la otra, o sea que realizan el movimiento rama a rama, deben cruzar todos los carriles de la autopista a fin de ejecutar la maniobra o movimiento deseado y en consecuencia los carriles de la autopista se constituyen en carriles de entrecruzamiento de paso y los vehículos que van de rama a rama, deben efectuar múltiples cambios de carril.

En el caso que se presenta en la Figura N° 4-4 (b) los conductores que circulan de una rama a otra deben realizar tres cambios de carril.

No obstante su factibilidad técnica, existe poca información acerca de las condiciones de operación de este último tipo de secciones de entrecruzamiento y la metodología y procedimientos de cálculo que se verán, están calibrados para el tipo de sección dado en la Figura N° 4-4 (a) y proporcionan sólo una somera aproximación cuando son aplicadas a las secciones de entrecruzamiento de dos lados.

4.1.2.4.- Efectos de la configuración del entrecruzamiento.

El tipo de configuración de la sección de entrecruzamiento tiene un marcado efecto sobre la operación de los vehículos debido a su influencia en el número de cambios de carril.

Una sección de entrecruzamiento en la cual 1.000 veh/h se entrecruzan con otros 1.000 veh/h que van en la otra dirección requiere por lo menos 2.000 cambios de carril por hora en las secciones cuya configuración es del Tipo A, puesto que cada vehículo debe efectuar un cambio de carril.

Por su parte en una sección de entrecruzamiento del Tipo B, donde solamente uno de los movimientos debe realizar un cambio de carril reduciendo en consecuencia a 1.000 el número de cambios de carril por hora requeridos.

En una sección de entrecruzamiento del Tipo C, uno de los movimientos no requiere hacer cambio alguno de carril, mientras que el otro debe realizar por lo menos dos cambios de carril, lo cual hace un total de 2.000 cambios de carril por hora.

Como consecuencia de lo mencionado precedentemente los modelos y algoritmos que se emplearán para el análisis de una sección de entrecruzamiento, están fundamentados en el tipo de configuración, con parámetros que dependen específicamente de esta. Así para un número dado de carriles y la longitud de la sección, los modelos predicen las distintas características de operación para los diferentes tipos de configuración.

La configuración tiene un efecto adicional en el uso proporcional de los carriles por parte de los vehículos que entrecruzan y los que no entrecruzan.

En efecto, dado que los vehículos que entrecruzan deben ocupar los carriles específicos para realizar eficientemente su maniobra, la configuración puede limitar la capacidad de estos vehículos para utilizar los carriles exteriores de la sección.

Este efecto es más pronunciado en las secciones de Tipo A, debido a que los vehículos que entrecruzan deben ocupar principalmente los dos carriles adyacentes a la línea de coronamiento. Por otra, el efecto, parte es menos severo en las secciones de entrecruzamiento de Tipo B puesto que ellas requieren un menor número de cambios de carril, permitiendo entonces más flexibilidad en el uso de los carriles.

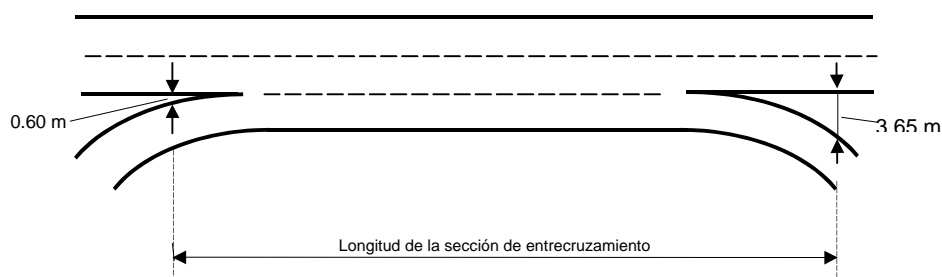
4.1.3.- LONGITUD DE ENTRECRUZAMIENTO.

Debido a que los vehículos que entrecruzan deben realizar todos los cambios de carril requeridos para su maniobra dentro de los límites de la sección de entrecruzamiento desde la entrada hasta la salida, la longitud de entrecruzamiento se convierte en un parámetro importante en el comportamiento de la sección.

La longitud de la sección de entrecruzamiento limita el tiempo y el espacio en los cuales el conductor debe realizar todos los cambios de carril requeridos para llegar a la rama de salida deseada. En consecuencia en la medida en que la longitud de la sección de entrecruzamiento disminuye, mientras permanecen constantes la configuración y el volumen de entrecruzamiento, la intensidad de los cambios de carril y el nivel de turbulencia resultante, se incrementan.

La forma de medir la longitud de una sección de entrecruzamiento es mostrada en la Figura N° 4-5. Esa longitud es medida desde el punto de la zona triangular de convergencia en el cual la separación entre el borde externo del carril derecho de la autopista y el borde izquierdo del carril de convergencia es de 0,60 m, hasta el punto de la zona triangular de divergencia donde esa separación es de 3,65 m.

Figura N° 4-5: Medición de la longitud de una sección de entrecruzamiento.



Los procedimientos de cálculo desarrollados se aplican en forma general a las secciones de entrecruzamiento de hasta 750 m de longitud.

El entrecruzamiento puede existir en secciones de mayor longitud, pero los movimientos de convergencia y divergencia, están segregados de manera tal, que los cambios de carril tienden a concentrarse en las proximidades de las zonas triangulares de convergencia y divergencia.

La turbulencia debida al entrecruzamiento puede existir en esas secciones largas pero el grado o nivel de las mismas hace que las condiciones de operación en ellas sean casi idénticas a las existentes en las secciones básicas de una autopista, excepto para las áreas de influencia próximas a las narices de entrada y salida

Para esas secciones de mayor longitud las áreas de convergencia y divergencia pueden ser estudiadas mediante el empleo de los procedimientos de cálculo que el Manual de Capacidad utiliza para analizar la intersección de la autopista con las ramas de ingreso y egreso.

4.1.4.- ANCHO DE LA SECCION DE ENTRECruzAMIENTO.

La tercer característica del diseño geométrico, que tiene un impacto importante en la operación de una sección de entrecruzamiento, es su **ancho**, el cual es definido como el número de carriles existentes en la sección, entre las narices de entrada y salida, incluyendo el carril adicional, si existiese.

En la medida en que se incrementa el número de carriles, también lo hace la capacidad y al mismo tiempo también aumenta la oportunidad del cambio de carril, para el

número discrecional de esas maniobras que tienen lugar dentro de la sección de entrecruzamiento.

4.1.5.-TIPO DE OPERACIÓN.

Si bien, como se dijera en el punto anterior, el número de carriles de una sección de entrecruzamiento constituye un factor importante en la operación de los vehículos, existe otro factor, también vinculado con ese número de carriles, que es aún más importante y es el uso proporcional que de ellos hacen los vehículos que realizan las maniobras de entrecruzamiento y aquellos que no la efectúan.

Bajo circunstancias normales, los vehículos que entrecruzan y los que no entrecruzan compiten por cierto espacio y las operaciones a través de todos los carriles tienden a alcanzar un equilibrio en el cual todos los conductores experimentan condiciones similares.

En toda sección de entrecruzamiento, existe cierta segregación entre los volúmenes de entrecruzamiento y no entrecruzamiento, debido a que los vehículos que no entrecruzan tienden a permanecer en los carriles exteriores, mientras los que sí entrecruzan tratan de ocupar aquellos involucrados en el entrecruzamiento. No obstante ello, ambos tipos carriles, son compartidos por un número importante de los vehículos que entrecruzan y de los que no entrecruzan.

Siempre bajo circunstancias normales, los vehículos que entrecruzan y los que no entrecruzan alcanzan una operación equilibrada en la cual los que entrecruzan ocupan en forma efectiva N_w carriles de la sección y el resto de estos es ocupado por los que no entrecruzan.

Sin embargo, realmente, la configuración de una sección de entrecruzamiento limita el número total de carriles que pueden ser empleados por los vehículos que entrecruzan, como consecuencia de los cambios de carril que deben efectuar. Las siguientes aseveraciones, que describen el mencionado efecto, contribuyen a su mejor entendimiento.

- ❖ Los vehículos que entrecruzan pueden ocupar todo el carril en el cual el entrecruzamiento es llevado a cabo sin efectuar un cambio de carril.
- ❖ Los vehículos que entrecruzan pueden ocupar casi todo el carril a partir del cual el entrecruzamiento puede ser realizado con un único cambio de carril.

- ❖ Los vehículos que entrecruzan pueden ocupar una pequeña porción del carril a partir del cual la maniobra de entrecruzamiento puede completada efectuando dos cambios de carril.
- ❖ Los vehículos que entrecruzan no pueden ocupar una mensurable (moderada) porción de cualquier carril a partir del cual la maniobra de entrecruzamiento puede requerir tres o más cambios de carril.

Estas cuatro aseveraciones conducen a las limitaciones sobre el número máximo de carriles que los vehículos que entrecruzan pueden ocupar, de acuerdo al tipo de configuración de la sección de entrecruzamiento, tal como se muestra en la Figura N° 4-6.

En una configuración clásica, Tipo A de entrecruzamiento de un solo lado, la mayoría de los vehículos que la utilizan entrecruzan, pues es muy pequeño el movimiento rama a rama. Por lo tanto el carril auxiliar es casi totalmente ocupado por los vehículos que entrecruzan. Sin embargo el carril derecho de la autopista, adyacente a la banquina, es compartido por los vehículos que entrecruzan y los que no entrecruzan. Los estudios realizados han demostrado que raramente, los vehículos que entrecruzan, ocupan más de 1,4 carriles en una configuración de Tipo A.

Las secciones de entrecruzamiento del Tipo B son más flexibles. Siempre existe un carril directo para los vehículos que entrecruzan que pueden ser totalmente ocupados por esos vehículos. Adicionalmente, los dos carriles adyacentes a ese carril directo pueden ser sustancialmente utilizados por los vehículos que entrecruzan. Existe también cierto uso del carril contiguo a estos últimos. Los estudios realizados han demostrado que los vehículos que entrecruzan, ocupan hasta 3,5 carriles en una configuración de Tipo B.

La configuración del Tipo C es algo más restrictiva que la del Tipo B, particularmente para el movimiento que requiere el empleo de dos o más cambios carril para realizar la maniobra de entrecruzamiento. Los vehículos que entrecruzan pueden aún ocupar todos los carriles directos y una sustancial porción de los carriles adyacentes a estos. Sin embargo la utilización parcial de los otros carriles es normalmente restringida. Los estudios realizados han demostrado que el límite práctico en la utilización de carriles por parte de los vehículos que entrecruzan en una configuración del Tipo C es de 3,0 carriles.

A los efectos de complementar lo mencionado precedentemente acerca de la utilización de los carriles por parte de los vehículos que entrecruzan deben definirse otros dos parámetros importantes:

N_w = número de carriles que deben ocupar los vehículos que entrecruzan para lograr una operación equilibrada con aquellos vehículos que no entrecruzan.

$N_w(máx)$ = número máximo de carriles que pueden ser ocupados por los vehículos que entrecruzan, conforme a la configuración geométrica de la sección de entrecruzamiento.

La metodología de cálculo que se verá más adelante incluye los modelos matemáticos para la determinación de N_w , mientras que los correspondientes a $N_w(máx)$ son establecidos directamente en concordancia con el tipo de configuración de la sección de entrecruzamiento. La comparación entre los valores de ambos parámetros determina el tipo de operación que se desarrolla en la sección de entrecruzamiento.

En aquellos casos en los cuales se tiene que $N_w \leq N_w(máx)$ se tendrá que la operación de ambos tipos de vehículos es equilibrada, la cual es denominada operación no restringida debido a que no existe restricción alguna por parte de la configuración de la sección de entrecruzamiento.

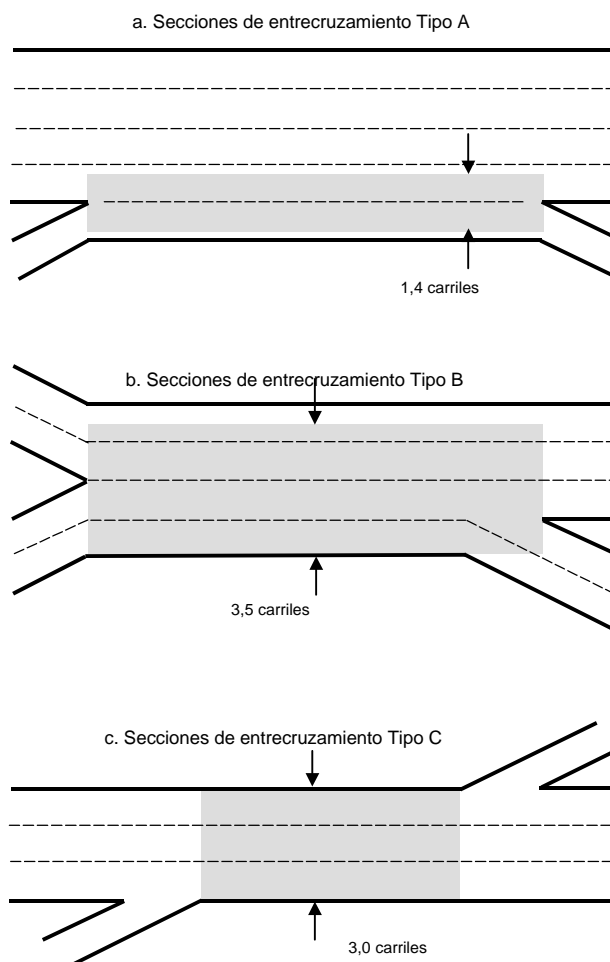
Cuando se tiene que $N_w \geq N_w(máx)$, los vehículos que entrecruzan sólo pueden ocupar $N_w(máx)$ carriles y en consecuencia, ellos ocuparán menos espacio que el necesitado para establecer el equilibrio, mientras que los vehículos que no entrecruzan ocuparán un espacio mayor que el normal.

En estos casos empeoran las condiciones de operación de los vehículos que entrecruzan, mientras que las correspondientes a los que no entrecruzan se tornan más conveniente. Cuando se presenta esta situación se dice que la operación es restringida, debido a que la configuración impide a los vehículos que entrecruzan a alcanzar el equilibrio operacional con los que no entrecruzan.

Bajo las condiciones de operación no restringida, los vehículos que entrecruzan y los que no entrecruzan, normalmente experimentan características similares de operación. Por otra parte cuando se está bajo condiciones de operación restringida los vehículos que entrecruzan experimentan condiciones de operación que son marcadamente peores que la de los que no entrecruzan.

Como consecuencia de lo mencionado precedentemente, la determinación del tipo de operación constituye un paso fundamental de la metodología de cálculo que se emplea en el análisis de las secciones de entrecruzamiento,

Figura Nº 4-6: *Máxima utilización de los carriles por los vehículos que entrecruzan.*



4.1.6.- TABLA DE VOLÚMENES DE SERVICIO.

La metodología de cálculo que se verá no proporciona, tal como lo hacen las empleadas para los segmentos básicos de las autopistas, los valores de los volúmenes equivalentes de servicio debido a que la metodología empleada para las secciones de entrecruzamiento está formulada para determinar los niveles de servicio, partiendo de los volúmenes existentes y condiciones geométricas perfectamente definidas.

No obstante ello, los volúmenes equivalentes de servicio pueden ser obtenidos mediante una serie cálculos de prueba y error de los distintos volúmenes equivalentes que resultan del umbral correspondiente a la máxima densidad correspondiente a los distintos niveles de servicio.

Los volúmenes de servicio dependen del tipo de configuración, de la longitud de la sección de entrecruzamiento, de la proporción del volumen total que entrecruza, del número de carriles de la sección y de la velocidad en flujo libre en la autopista.

La tabla de la Figura N° 4-7 proporciona ejemplos de los volúmenes de servicio para las secciones de entrecruzamiento.

Debe dejarse perfectamente aclarado que la mencionada tabla contiene valores aproximados y que la misma esta confeccionada únicamente a los efectos de dar ejemplos ilustrativos. Los valores son altamente dependientes de las hipótesis adoptadas y los indicados en la tabla no deben ser empleados en el análisis operacional o de diseño final. La tabla fue determinada mediante el empleo de las hipótesis indicadas en la nota existente al pie de la misma.

Figura N° 4-7 – Ejemplo de los volúmenes de servicio para las secciones de entrecruzamiento de las autopistas.
(ver nota al pie por las hipótesis adoptadas)

Número de carriles en la sección de entrecruzamiento	Volúmenes de Servicio (veh/h) para los Niveles de Servicio				
	A	B	C	D	E
Tipo A					
3	1.730	3.070	4.000	4.750	5.550
4	2.310	4.100	5.340	6.340	7.410
5	2.890	5.120	6.670	7.930	9.260
Tipo B					
3	1.850	3.410	4.540	5.470	6.470
4	2.470	4.550	6.060	7.300	8.630
5	3.090	5.690	7.570	9.120	10.790
Tipo C					
3	1.790	3.400	4.500	5.390	6.340
4	2.380	4.350	6.000	7.190	8.450
Nota: Hipótesis adoptadas: VFL = 112km/h; FHP = 0,90; 5% de camiones; terreno llano; relación de volúmenes equivalentes = 0,20; longitud de la sección de entrecruzamiento = 300 metros					

4.2 – INTRODUCCIÓN A LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.

4.2.1.- ALCANCE DE LA METODOLOGÍA.

Seguidamente se verán en forma detallada los procedimientos para el análisis de las operaciones de las secciones de entrecruzamiento en las autopistas. También se tratarán los lineamientos para aplicar esos procedimientos en los caminos multicarriles.

La presentación de las definiciones y conceptos básicos han sido dados en el Capítulo 3 “Segmentos Básicos de Autopistas”. Este Capítulo contiene una presentación completa y la definición de las operaciones restringidas y no restringidas en las secciones de entrecruzamiento en los tres tipos de configuración: Tipo A, Tipo B y Tipo C. Un cabal entendimiento de estos conceptos y definiciones resulta importante para la correcta aplicación de la metodología que se verá seguidamente y la adecuada interpretación de los resultados del análisis.

Los procedimientos para el análisis han sido elaborados a partir de una variedad de estudios y fuentes analizados. La forma del algoritmo de predicción de las velocidades fue desarrollada a partir del resultado de una investigación llevada a cabo en 1984. Los conceptos de los tipos de configuración y de operación de las secciones de entrecruzamiento se basan en un estudio realizado por el National Cooperative Highway Research Program en 1975 y actualizado en otro estudio sobre capacidad de autopistas encomendado por el Departamento de Transporte de los EE.UU. y publicado en 1979. El procedimiento de cálculo de la edición 1997 del Manual de Capacidad, también esta documentado en la publicación Traffic Engineering segunda edición.

4.2.2.- LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA.

La metodología que se verá no está específicamente dirigida a los siguientes elementos (sin las modificaciones que efectúe el analista):

- ✓ Carriles especiales, tales como aquellos exclusivos para vehículos de alta ocupación en la sección de entrecruzamiento.
- ✓ Ramas de entrada con control de acceso, que forman parte de la sección de entrecruzamiento.
- ✓ Condiciones especiales de operación cuando se presentan condiciones de sobresaturación.

- ✓ Efectos de los límites impuestos a la velocidad y prácticas de control en las operaciones de una sección de entrecruzamiento.
- ✓ Efectos de las tecnologías de los sistemas inteligentes de transporte, en las operaciones de una sección de entrecruzamiento.
- ✓ Secciones de entrecruzamiento en áreas urbanas.
- ✓ Secciones de entrecruzamiento múltiples.

Con relación a las secciones de entrecruzamiento múltiples cabe mencionar que las mismas, si bien fueron consideradas en las ediciones previas del Manual, han sido eliminadas en la presente edición. Las secciones de entrecruzamiento múltiples deben ahora ser divididas en adecuadas secciones de convergencia y divergencia para su análisis.

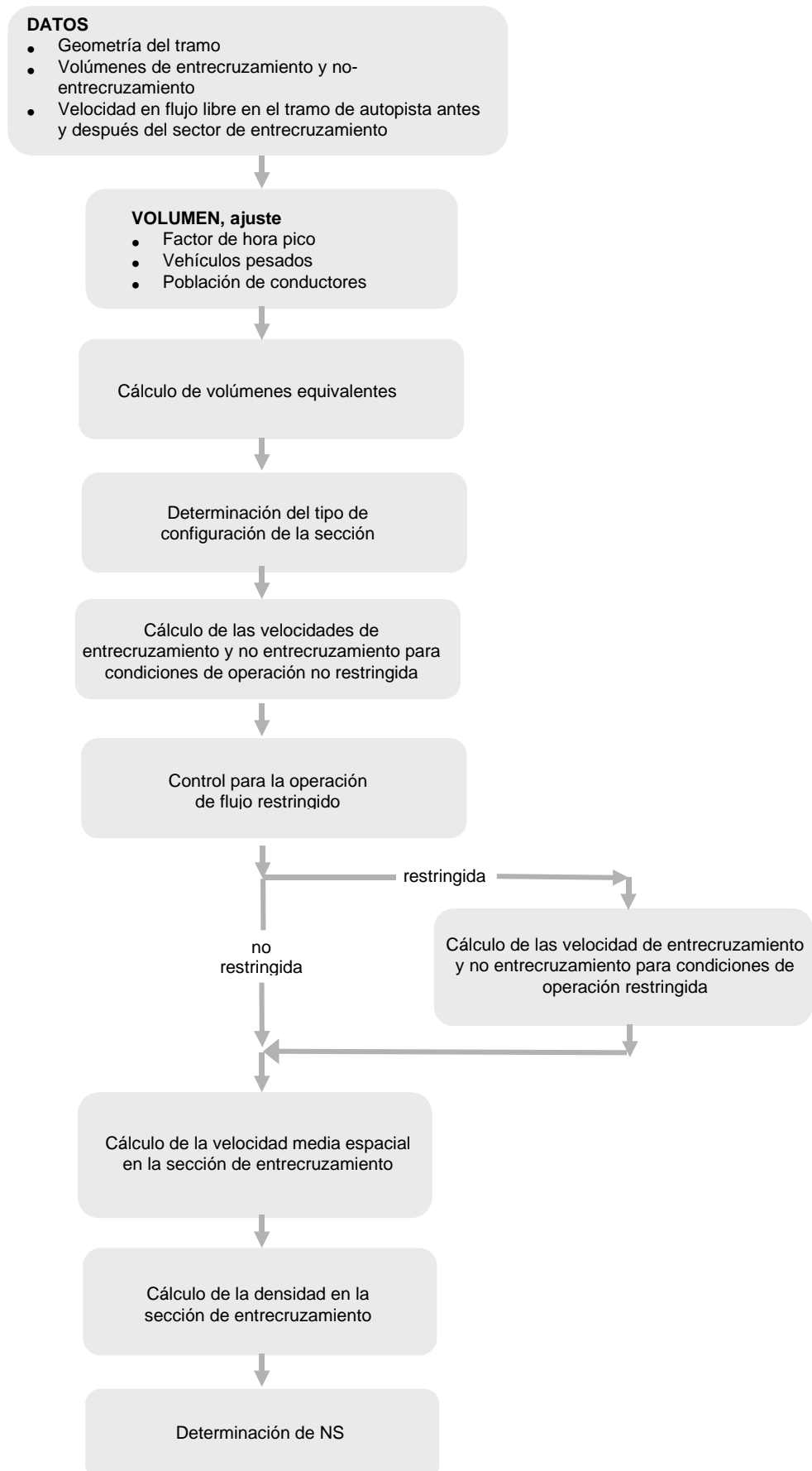
4.3.- METODOLOGÍA

La metodología de cálculo empleada en el Manual de Capacidad para la resolución de los problemas que presentan las secciones de entrecruzamiento contiene cinco componentes diferentes:

- 1.- Los modelos matemáticos que predicen la velocidad promedio de marcha de los vehículos, que entrecruzan y la correspondiente a aquellos que no realizan ese tipo de maniobra, en las secciones de entrecruzamiento. Estos modelos están especificados para cada tipo de configuración y para las condiciones de operación restringida y no restringida
- 2.- Los modelos matemáticos que describen el uso proporcional de los carriles, por parte de los vehículos que entrecruzan y no entrecruzan, utilizados para determinar cuando la operación es restringida o no restringida.
- 3.- Un algoritmo que convierte las velocidades calculadas en la densidad promedio dentro de la sección de entrecruzamiento
- 4.- Definición de los criterios para niveles de servicio, basados en la densidad existente en la sección de entrecruzamiento.
- 5.- Un modelo matemático para la determinación de la capacidad en la sección de entrecruzamiento.

La Figura N° 4-8 resume la metodología aplicada para las secciones de entrecruzamiento de las autopistas.

Figura N° 4-8: Metodología para las secciones de entrecruzamiento.



4.3.1.- NIVELES DE SERVICIO.

El nivel de servicio de una sección de entrecruzamiento es determinado mediante la comparación de la densidad calculada, con los criterios mostrados en la tabla de la Figura N° 4-9.

Figura N° 4-9.- Criterios para los niveles de servicio de las secciones de entrecruzamiento

Nivel de servicio	Densidad (aut/km/carril)	
	Secciones de entrecruzamiento en autopistas	Secciones de entrecruzamiento en multicarriles y colectoras - distribuidor
A	≤ 6	≤ 8
B	$> 6 - 12$	$> 8 - 15$
C	$> 12 - 18$	$> 15 - 20$
D	$> 18 - 22$	$> 20 - 23$
E	$> 22 - 27$	$> 23 - 25$
F	> 27	> 25

Sólo se emplea un único nivel de servicio para caracterizar el flujo total en la sección de entrecruzamiento, no obstante lo cual se reconoce que en algunas situaciones (particularmente en casos de operaciones restringidas) los vehículos que no entrecruzan pueden lograr calidades de operación más altas que las correspondientes a los vehículos que entrecruzan.

En general este criterio permite tener densidades ligeramente mayores, para el máximo escalón de un determinado nivel de servicio, que las correspondientes a un segmento básico comparable de una autopista o un camino multicarril. Esto es compatible con la filosofía acerca de que los conductores esperan tener y aceptan mayores densidades en las secciones de entrecruzamiento que en los segmentos básicos de las autopistas o caminos multicarril

El límite entre el nivel de servicio E y el F no cumple con la condición mencionada. En la realidad ese límite proporciona densidades algo más bajas, que aquellas existentes en tramos de las autopistas o caminos multicarril. Debido a la mayor turbulencia existente en las secciones de entrecruzamiento, comparadas con las de las autopistas y caminos multicarriles, resulta creíble que el quiebre de la corriente vehicular ocurra a densidades algo

menores que las correspondientes a los segmentos básicos de una autopista o camino multicarril.-

4.3.2.- PARÁMETROS A UTILIZAR EN EL ANÁLISIS DE LAS SECCIONES DE ENTRECRUZAMIENTO.

La Figura N° 4-10 ilustra y define las variables que son empleadas en el análisis de las secciones de entrecruzamiento. Esas variables son utilizadas en los algoritmos que hacen a la metodología.

Todo camino, existente o proyectado, y las condiciones de tránsito deben ser especificadas cuando se está aplicando la metodología de cálculo. Las condiciones de calzada incluyen la longitud de la sección de entrecruzamiento, el número de carriles, el tipo de configuración y tipo de terreno o condiciones de la rampa. Si la velocidad en flujo libre (VFL) no es conocida deben especificarse las características de la autopista o del camino multicarril a los efectos de permitir su determinación empleando el algoritmo ya visto en el Capítulo anterior.

4.3.3.- DETERMINACIÓN DE LOS VOLÚMENES EQUIVALENTES.

Todos los modelos y ecuaciones utilizados en el análisis de las secciones de entrecruzamiento, están basados en el volumen máximo de 15 min de la hora pico expresados en automóviles por hora. En consecuencia los volúmenes horarios deberán ser convertidos a esa condición mediante el empleo de la Ecuación N° 4-1

$$v = \frac{V}{FHP \times f_{HV} \times f_p} \quad (4-1)$$

en la cual:

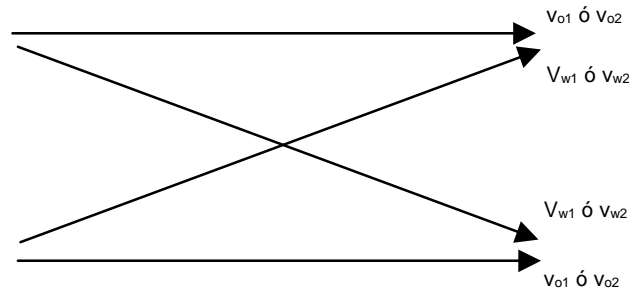
v = volumen pico de 15 min. en la hora pico (aut./h)

V = volumen horario (veh/h)

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados (se obtiene de la Fórmula N° 3- 3, del capítulo 3)

f_p = factor que toma en cuenta las características de los conductores (se lo obtiene del Capítulo 3 Segmentos básicos de autopistas.)

Figura N° 4-10: Parámetros que afectan la operación en la sección de entrecruzamiento

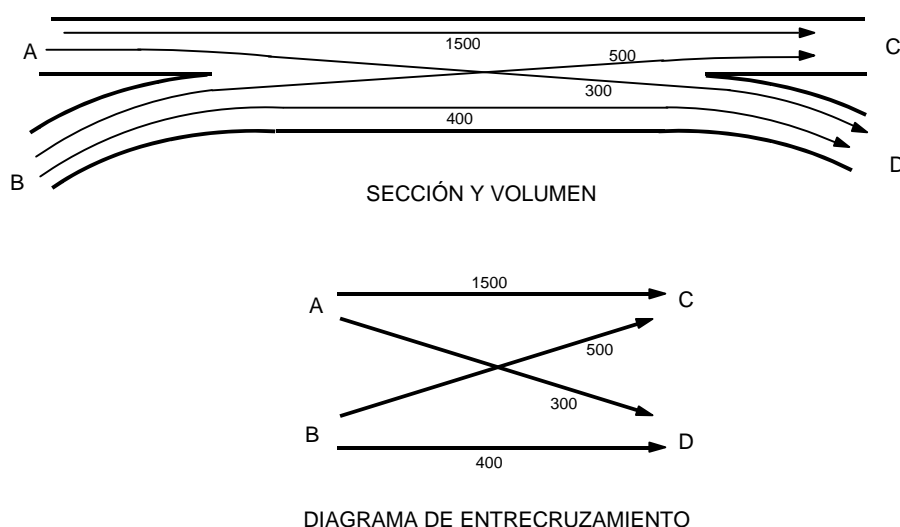


Símbolo	Definición
L	Longitud de la sección de entrecruzamiento en metros
N	Número total de carriles en la sección de entrecruzamiento
N_w	Número de carriles a ser utilizados por los vehículos que entrecruzan si se logra la operación no restringida es
$N_w(máx)$	Máximo número de carriles que pueden ser utilizados por los vehículos que entrecruzan, para una dada configuración.
N_{nw}	Número de carriles utilizados por los vehículos que no entrecruzan en la sección de entrecruzamiento.
v	Volumen equivalente total en la sección de entrecruzamiento (aut./h)
v_{o1}	El mayor de los dos volúmenes equivalentes exteriores o de no entrecruzamiento en la sección de entrecruzamiento (aut./h)
v_{o2}	El menor de los dos volúmenes equivalentes exteriores o de no entrecruzamiento, en la sección de entrecruzamiento. (aut./h)
v_{w1}	El mayor de los dos volúmenes equivalentes que entrecruzan en la sección de entrecruzamiento (aut./h)
v_{w2}	El menor de los dos volúmenes equivalentes que entrecruzan en la sección de entrecruzamiento (aut./h)
v_w	Volumen equivalente total de entrecruzamiento en la sección de entrecruzamiento (aut./h) ($v_w = v_{w1} + v_{w2}$)
v_{nw}	Volumen equivalente total de no entrecruzamiento en la sección de no entrecruzamiento (aut/h) ($v_{nw} = v_{o1} + v_{o2}$)
VR	Relación de volúmenes; relación entre el volumen de entrecruzamiento y el volumen total en la sección de entrecruzamiento ($VR = v_w / v$)
R	Relación de entrecruzamiento. Es la relación entre el menor volumen de entrecruzamiento y el volumen total de entrecruzamiento en la sección y es igual a ($R = v_{w2} / v_w$)
S_w	Velocidad de los vehículos que entrecruzan en la sección. (km/h)
S_{nw}	Velocidad de los vehículos que no entrecruzan en la sección. (km/h)
S	Velocidad de todos los vehículos en la sección de entrecruzamiento. (km/h)
D	Densidad de todos los vehículos en la sección de entrecruzamiento.(km/h)
W_w	Factor de intensidad de entrecruzamiento para la predicción de la velocidad de entrecruzamiento.
W_{nw}	Factor de intensidad de entrecruzamiento para la predicción de la velocidad de no entrecruzamiento.

4.3.4.- DIAGRAMA DE ENTRECRUZAMIENTOS.

Después que los volúmenes hayan sido convertidos en volúmenes equivalentes, resulta útil construir el diagrama de entrecruzamientos cuyo modelo es mostrado en la Figura N° 4-11. Todos los volúmenes son mostrados como volúmenes equivalentes expresados en automóviles por hora y las variables críticas del análisis son identificadas y ubicadas en el diagrama. El diagrama puede no ser utilizado como referencia para todos los datos requeridos para la aplicación de la metodología.

Figura N° 4-11: Construcción y empleo de los diagramas de entrecruzamiento



4.3.5.- CONFIGURACIÓN DE LA SECCIÓN DE ENTRECRUZAMIENTO.

La configuración de la sección de entrecruzamiento está basada, como se ha visto precedentemente en el número de carriles requeridos por cada movimiento de entrecruzamiento. La tabla de la Figura N° 4-12 puede ser empleada para establecer el tipo de configuración.

Los tres tipos de configuración geométrica son definidos de la siguiente forma:

- ❑ **Tipo A.-** Los vehículos que entrecruzan en ambas direcciones deben efectuar un cambio de carril para completar con éxito la maniobra de entrecruzamiento.
- ❑ **Tipo B.-** Los vehículos que entrecruzan en una dirección pueden completar su maniobra de entrecruzamiento sin realizar cambio alguno de carril, mientras que los otros vehículos que entrecruzan en la sección deben efectuar un cambio de carril para completar con éxito su maniobra de entrecruzamiento.

- ❑ **Tipo C.-** Los vehículos que entrecruzan en una dirección pueden completar su maniobra de entrecruzamiento sin efectuar cambio alguno de carril, mientras que los otros vehículos que entrecruzan en la sección deben efectuar dos o más cambios de carril para completar con éxito su maniobra de entrecruzamiento.

Figura N° 4-12.- Determinación del tipo de configuración.

Número de carriles requeridos por el movimiento v_{w1}	Números de cambios de carril requeridos por el movimiento v_{w2}		
	0	1	≥ 2
0	Tipo B	Tipo B	Tipo C
1	Tipo B	Tipo A	N/A
≥ 2	Tipo C	N/A	N/A
Nota: N/A = no aplicable; la configuración no es factible.			

4.3.6.- DETERMINACIÓN DE LAS VELOCIDADES DE ENTRECruzAMIENTO Y DE NO ENTRECruzAMIENTO.

El corazón del análisis de una sección de entrecruzamiento lo constituye la predicción de las velocidades medias de viaje de los flujos de entrecruzamiento y de no entrecruzamiento dentro de la sección propiamente dicha. Ambas velocidades son determinadas en forma separada pues, ante ciertas condiciones, ellas pueden ser bastante distintas y el analista debe estar prevenido de ello.

El algoritmo para la predicción de las velocidades promedio de entrecruzamiento y no entrecruzamiento esta dado en la Ecuación N° 4-2

$$S_i = S_{\min} + \frac{S_{\max} - S_{\min}}{1 + W_i} \quad (4 - 2)$$

donde:

S_i = velocidad promedio de los vehículos que entrecruzan ($i = w$) o de los que no entrecruzan ($i = nw$) dada en km/h

S_{\min} = velocidad mínima supuesta en la sección de entrecruzamiento (km/h)

S_{\max} = velocidad máxima supuesta en la sección de entrecruzamiento (km/h)

W_i = Factor de intensidad de entrecruzamiento, para los vehículos que se entrecruzan($i = w$) y para los que no entrecruzan ($i = nw$)

Para cumplir con los propósitos de los procedimientos de cálculo en el Manual de Capacidad se ha establecido que la velocidad mínima S_{\min} es de 24 km/h. Mientras que la velocidad máxima S_{\max} es tomada como el promedio de la velocidad en flujo libre de los tramos de autopista que entran y salen de la sección de entrecruzamiento, valor al cual deben adicionársele 8 km/h.

El valor de 8 km/h que se suma al promedio de las velocidades en flujo libre toma en cuenta la tendencia del algoritmo de subestimar las altas velocidades. Habiendo establecido las velocidades máximas y mínimas de la forma descrita se ha obligado al algoritmo a producir un razonable rango de predicción de las velocidades.

Con las hipótesis adoptadas, la ecuación que predice las velocidades queda de la forma indicada en la siguiente Ecuación N° 4-3

$$S_i = 24 + \frac{S_{FL} - 16}{1 + W_i} \quad (4-3)$$

en la cual S_{FL} es el promedio de las velocidades en flujo libre de las ramas de autopista que ingresan y egresan de la sección de entrecruzamiento.

La primera estimación de las velocidades en la sección de entrecruzamiento debe hacerse siempre para las condiciones de operación no restringida. Esta hipótesis debe ser posteriormente comprobada y si la misma no se cumpliera deben recalcularse las velocidades estimadas, pero entonces para las condiciones de operación restringida.

La combinación de las Ecuaciones N°s 4-2 y 4-3 parecen ser consistentes con las siguientes condiciones de operación observadas en las secciones de entrecruzamiento:

- ❖ En la medida en que aumenta la longitud de la sección de entrecruzamiento, se incrementan las velocidades y disminuye la intensidad de los cambios de carril.
- ❖ En la medida en que crece la proporción de vehículos que entrecruzan en el flujo total (VR), decrece la velocidad, reflejando el incremento de la turbulencia causada por la mayor proporción, en la corriente de tránsito, de los vehículos que entrecruzan.
- ❖ En la medida en que se incrementa el volumen total por carril (v/N), disminuye la velocidad como reflejo de una mayor demanda.
- ❖ Las condiciones de operación restringida proporcionan menores velocidades de entrecruzamiento y mayores de no entrecruzamiento que las producidas bajo las

condiciones de operación no restringida. Esto refleja el hecho de que los vehículos que entrecruzan están restringidos a un menor espacio que el requerido para lograr el equilibrio, mientras que aquellos que no entrecruzan tienen un espacio mayor que el requerido para su circulación equilibrada. En la tabla de la Figura N° 4-13 se refleja lo mencionado por las diferencias entre las constantes “a”.

- ❖ La configuración de Tipo B es más eficiente para acomodar mayores volúmenes de entrecruzamiento. Las velocidades de entrecruzamiento de esos vehículos son más altas que las registradas en las configuraciones del Tipo A y Tipo C de igual longitud y ancho.
- ❖ La sensibilidad de las velocidades a la longitud es mayor en las configuraciones del Tipo A, debido a que los vehículos que entrecruzan están comúnmente acelerando o decelerando en la medida en que ellos cruzan la sección de entrecruzamiento.
- ❖ La sensibilidad de las velocidades de no entrecruzamiento a la relación de volúmenes (VR) es mayor para las configuraciones de Tipo B y Tipo C. Esto es debido a que estas configuraciones pueden acomodar mayores proporciones de vehículos que entrecruzan y por que cada una de ellas tienen un carril directo para uno de los movimientos de entrecruzamiento y los vehículos que no entrecruzan tienen mayor posibilidad de compartir los carriles con los que entrecruzan que en las de Tipo A, donde la posibilidad de segregación es mayor.

Este último punto es importante y sirve para resaltar la diferencia esencial entre las configuraciones del Tipo A , particularmente las de rampas entrecruzamiento, con las otras dos (Tipo B y Tipo C) . Debido a que todos los vehículos que entrecruzan, en una sección de Tipo A, deben cruzar la línea de coronamiento, ellos tienden a concentrarse en los dos carriles adyacentes a la mencionada línea de coronamiento, mientras que los vehículos que no entrecruzan se desplazan hacia los carriles exteriores. Por lo tanto existe una mayor segregación entre los volúmenes que entrecruzan y los que no entrecruzan, en las secciones de configuración Tipo A.

Esta diferencia hace que las secciones de entrecruzamiento de Tipo A se comporten de manera algo diferente de las otras configuraciones. Las velocidades tienden a ser mayores en las secciones de Tipo A que en las de Tipo B y Tipo C, para iguales longitudes, anchos y volúmenes de demanda.

Lo mencionado en el párrafo anterior no implica que las secciones de Tipo A operen siempre mejor que las de los Tipo B y Tipo C, para similares longitudes, anchos y volúmenes. Las secciones de entrecruzamiento de Tipo A presentan restricciones más

severas, sobre la cantidad de vehículos de entrecruzamiento que pueden ser acomodados en ellas, que las existentes en los otros dos tipos de configuración.

4.3.6.1.- Determinación de la intensidad de entrecruzamiento.

Los factores de intensidad de entrecruzamiento (W_w y W_{nw}) constituyen una medida de la influencia de la actividad de entrecruzamiento sobre las velocidades de ambos tipos de vehículos, los que entrecruzan y los que no entrecruzan.

Esos factores de la intensidad de entrecruzamiento son determinados mediante el empleo de la Ecuación N° 4-4.

$$W_i = \frac{a (1 + VR)^b \left(\frac{v}{N} \right)^c}{L^d} \quad (4-4)$$

donde:

W_i = factor de intensidad para los vehículos que no entrecruzan ($i = w$) y para los que no entrecruzan ($i = nw$)

VR = Relación de volúmenes.

v = volumen equivalente total en la sección de entrecruzamiento.(aut./h)

N = número total de carriles en la sección de entrecruzamiento.

L = longitud de la sección de entrecruzamiento. (metros)

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

4.3.6.2.- Constantes para el cálculo de los factores de intensidad de entrecruzamiento.

Los valores de las constantes, a , b , c y d , para el cálculo de los factores de intensidad de entrecruzamiento están dados en la tabla de la Figura N° 4-13.

Los valores de las mencionadas constantes varían en base a los siguientes factores:

- Cuando el cálculo de las velocidades se realiza para los vehículos que entrecruzan y para los que no entrecruzan.
- El tipo de configuración
- Cuando la operación es restringida o no restringida.

Figura N° 4-13. Constantes para el cálculo de los factores de intensidad de entrecruzamiento

<p>Fórmula General</p> $W_i = \frac{a (1 + VR)^b \left(\frac{v}{N} \right)^c}{L^d}$								
Tipo de operación	Constantes para las velocidades de entrecruzamiento, S_w				Constantes para las velocidades de no entrecruzamiento, S_{nw}			
	a	b	c	d	a	b	c	d
Configuración Tipo A								
No restringida	0,058	2,2	0,97	0,80	0,00143	4,0	1,3	0,75
Restringida	0,135	2,2	0,97	0,80	0,00082	4,0	1,3	0,75
Configuración Tipo B								
No restringida	0,044	2,2	0,70	0,50	0,00110	6,0	1,0	0,50
Restringida	0,083	2,2	0,70	0,50	0,00055	6,0	1,0	0,50
Configuración Tipo C								
No restringida	0,039	2,3	0,80	0,60	0,00098	6,0	1,1	0,60
Restringida	0,069	2,3	0,80	0,60	0,00049	6,0	1,1	0,60

4.3.7.- DETERMINACIÓN DEL TIPO DE OPERACIÓN.

La determinación de cuando una sección de entrecruzamiento en particular, está operando en forma restringida o no restringida está basada en la comparación de las dos variables definidas anteriormente en el punto 4.1.5:

N_w = Número de carriles que deben ser usados por aquellos vehículos que entrecruzan para lograr una operación equilibrada o no restringida.

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

La fracción decimal empleada para el uso de los carriles requeridos por los vehículos que entrecruzan puede ocurrir debido a que ellos comparten los carriles con los vehículos que no entrecruzan.

En aquellos casos en los cuales resulta $N_w < N_{w(máx)}$ la operación es no restringida pues no existen impedimentos para que los vehículos que entrecruzan puedan utilizar el número de carriles necesarios para el equilibrio de la circulación.

Si resultara $N_w \geq N_w(máx)$ los vehículos que entrecruzan están restringidos a ocupar únicamente $N_w(máx)$ carriles y por lo tanto ellos no pueden ocupar una mayor proporción de la calzada la cual sería necesaria para lograr una operación equilibrada, teniendo en consecuencia una operación restringida

La tabla de la Figura N° 4-14 proporciona los algoritmos para el cálculo de N_w y muestra los valores de $N_w(máx)$, los cuales ya han sido tratados.

Figura N° 4-14.- Criterios operación, restringida vs no restringida, en las secciones de entrecruzamiento.

Tipo de configuración	Número de carriles requeridos para una operación no restringida N_w	N° máximo de carriles de entrecruzamiento $N_w(máx)$
Tipo A	$\frac{1,2 \times N \times VR^{0,571} \times L^{0,234}}{S_w^{0,438}}$	1,4
Tipo B	$N \left[0,085 + 0,703 \times VR + \left(\frac{71,6}{L} \right) - 0,011 (S_{nw} - S_w) \right]$	3,5
Tipo C	$N = \left[0,761 (3,6 \times 10^{-4} \times L) - 0,003 (S_{nw} - S_w) + 0,047 VR \right]$	3,0 ^b
Notas: a.- Todas las variables ha sido definidas en la tabla de la Figura N° 4-10 b.- Para las secciones de entrecruzamiento de dos (2) lados, los carriles de la autopista pueden usarse como carriles de entrecruzamiento. c.- Cuando $N_w < N_w(máx)$ la operación no está restringida d.- Cuando $N_w \geq N_w(máx)$ la operación está restringida		

Las ecuaciones dadas en la Figura N° 4-14 se apoyan en el cálculo de las velocidades de entrecruzamiento y de no entrecruzamiento. Las ecuaciones toman esos resultados y predicen el número de carriles que los vehículos que entrecruzan tienen que ocupar para lograr velocidades no restringidas. Si el resultado indica que existe una operación restringida, las velocidades deben ser recalculadas para estas condiciones empleando los factores correspondientes a operación restringida.

El límite sobre el número máximo de carriles para el entrecruzamiento $N_w(máx)$, es más restrictivo para las secciones de configuración Tipo A y refleja la necesidad de los vehículos que entrecruzan de encerrarse en los dos carriles adyacentes a la línea de coronamiento. La existencia de carriles directos para una de las corrientes que entrecruza en las secciones Tipo B y Tipo C proporciona una mayor ocupación de los carriles por los vehículos que entrecruzan.

Las secciones de entrecruzamiento del Tipo A presentan otra característica, inusual pero comprensible. En la medida en que se incrementa la longitud en este tipo de secciones, es más probable que se tenga, como resultado, una operación restringida, ya que, cuando aumenta la longitud, se aumenta también la posibilidad de un incremento de la velocidad de los vehículos que entrecruzan. Como consecuencia de ese aumento de velocidad estos vehículos utilizan un mayor espacio y por ende también aumenta la probabilidad de que se requieran más de 1,4 carriles para lograr el equilibrio en la circulación.

Las secciones de Tipo B y Tipo C muestran una tendencia opuesta. En ellas un incremento de la longitud tiene un efecto menor sobre la velocidad de entrecruzamiento que el manifestado en las secciones cuya configuración es del Tipo A.

La primera de las causas radica en que la aceleración y deceleración que se producen en las ramas de baja velocidad, de una sección de Tipo A, son menores que las experimentadas en las secciones de Tipo B y C, las cuales son, por definición, secciones de entrecruzamiento mayores.

En segundo término, se tiene que la presencia de una importante combinación de vehículos que entrecruzan y no entrecruzan, en algunos carriles de la sección de tipo A, da como resultado que las velocidades sean menos sensibles a la longitud. En las secciones de Tipo B y C, en la medida en que aumenta la longitud, disminuye la proporción de carriles necesarios por los vehículos que entrecruzan, para alcanzar una operación no restringida.

El analista debería tomar en cuenta que bajo condiciones extremas (alta VR, cortas longitudes) la ecuación, para las secciones del Tipo B, puede predecir valores de $N_w > N_w(máx)$. Si bien esto no resulta práctico, debe puntualizarse que, por otra parte, esos casos se encuentran en una porción de la base de datos en la que existe una mayor dispersión de los datos obtenidos en el terreno y por lo tanto, el cálculo puede siempre ser tomado como un indicador de las operaciones restringidas.

4.3.8.- DETERMINACIÓN LA VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION DE ENTRECruzAMIENTO.

Una vez que han sido calculadas las velocidades y determinado el tipo de operación, el cual puede ser motivo de un recálculo de las velocidades, puede establecerse el valor de la velocidad media de todos los vehículos que circulan por la sección de entrecruzamiento, mediante el empleo de la Ecuación N° 4-5 dada a continuación.

$$S = \frac{v}{\left(\frac{v_w}{S_w}\right) + \left(\frac{v_{nw}}{S_{nw}}\right)} \quad (4-5)$$

en la cual:

S = velocidad media de viaje de todos los vehículos en la sección de entrecruzamiento. (km/h)

S_w = Velocidad media de viaje de los vehículos que entrecruzan. (km/h)

S_{nw} = Velocidad media de viaje de los vehículos que no entrecruzan. (km/h)

v = volumen equivalente total en la sección de entrecruzamiento. (aut./h)

v_w = volumen equivalente de entrecruzamiento en la sección. (aut./h)

v_{nw} = volumen equivalente de no entrecruzamiento en la sección (aut./h)

4.3.9.- DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD.

La velocidad media de viaje de todos los vehículos que circulan por la sección de entrecruzamiento puede empleada para determinar la densidad de todos los vehículos en la sección, tal como lo muestra la Ecuación N° 4-6.

$$D = \frac{\left(\frac{v}{N}\right)}{S} \quad (4-6)$$

donde:

D es la densidad promedio para todos los vehículos que circulan por la sección de entrecruzamiento expresada en aut./km/carril.

4.3.10.- DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA SECCIÓN DE ENTRECruzAMIENTO.

La capacidad de una sección de entrecruzamiento es cualquier combinación de los volúmenes de tránsito que hacen posible que la densidad alcance la condiciones limites entre los niveles de servicio E y F, de 27 aut/km/carril para las autopistas y de 25 aut./kn/carril para los caminos multicarriles. Por lo tanto, la capacidad varía con el número de las variables utilizadas: configuración, número de carriles, velocidad en flujo libre en la autopista o en el camino multicarril, longitud y la relación de volúmenes VR.

Debido a la forma de los algoritmos empleados para predicción de las variables, no resulta posible la generación de una única fórmula para la predicción de la capacidad, en función de aquellas. Es por esa causa que debe emplearse un proceso de prueba y error.

La Figura N° 4-15 muestra los valores de la capacidad, tabulados para un número de distintas situaciones. Con datos intermedios puede emplearse una interpolación lineal, para obtener un valor aproximado de la capacidad. Los valores tabulados de la capacidad incluyen algunas otras limitaciones en la operación de la sección de entrecruzamiento, que reflejan las observaciones realizadas en el terreno:

- ❖ La capacidad de una sección de entrecruzamiento nunca puede exceder la capacidad de un segmento básico, de una autopista o de un camino multicarril, de similares características.
- ❖ Los estudios llevados a cabo en el terreno sugieren que los volúmenes equivalentes de entrecruzamiento no deberían exceder de los siguientes valores: para secciones de configuración Tipo A 2.800 aut/h, secciones Tipo B 4.000 aut/h y secciones Tipo C 3.500 aut/h. Aunque se han observado mayores volúmenes de entrecruzamiento, ellos probablemente provoquen una falla de la sección, independientemente de los resultados obtenidos mediante el empleo de los procedimientos de análisis indicados en el Manual.
- ❖ Esos estudios en el terreno, también indicaron que existen limitaciones en la proporción del volumen de entrecruzamiento (VR) que puede ser acomodado por distintas configuraciones: 1,00, 0,45, 0,35 ó 0,20 para las del Tipo A con dos, tres cuatro o cinco carriles, respectivamente; 0,80 para las del Tipo B y 0,50 para las del Tipo C. Para mayores relaciones de volúmenes, pueden existir aún condiciones de operación estables, pero ellas serán peores que las anticipadas por la metodología y puede producirse una falla en la sección.
- ❖ Para las secciones de entrecruzamiento del Tipo C, la relación de entrecruzamiento R, no debería exceder de 0,40 con la mayor parte del volumen de entrecruzamiento circulando en los carriles de paso. Para mayores relaciones de entrecruzamiento o cuando el volumen de entrecruzamiento dominante no circula por los carriles directos, también puede lograrse una operación estable, pero las condiciones de circulación serán peores que las anticipadas por la metodología. El corte del corriente vehicular puede ocurrir en algunos casos.
- ❖ La longitud máxima para la cual son válidas las fórmulas empleadas es de 750 m, para todos los tipos de configuración. Más allá de esas longitudes, las áreas de convergencia

y divergencia deben ser consideradas en forma separada empleando la metodología para la “intersección de ramas con ramas” dadas en el capítulo 25 del Manual.

Tal como fuera especificado precedentemente, la capacidad de una sección de entrecruzamiento es representada por cualquier combinación de condiciones que dan como resultado una densidad promedio de 27 aut/km/carril (para autopistas) o de 25 aut/km/carril (para caminos multicarril). Por lo tanto la capacidad varía con la configuración, la longitud y el ancho de la sección de entrecruzamiento, la proporción total del volumen que entrecruza (VR) y la velocidad en flujo libre de la autopista. Para cada serie de condiciones, el algoritmo descrito debe ser resuelto mediante iteraciones a los efectos de encontrar la capacidad.

Esto es posible de ser realizado mediante el empleo de una hoja de cálculo adecuadamente programada para realizar esa iteración. Las capacidades determinadas están expresadas en las tablas de la Figura N° 4-15. Esas capacidades representan el volumen máximo equivalente de 15 min, bajo condiciones de referencia equivalentes y son redondeados al valor más cercano de la decena (10 aut/h). Para encontrar la capacidad para una serie dada de condiciones prevalecientes debe emplearse la Ecuación N° 4-7.

$$c = c_b \times f_{HV} \times f_p \quad (4-7)$$

donde:

c = capacidad bajo las condiciones prevalecientes establecidas como volumen equivalente para el máximo volumen de 15 min. de la hora pico (veh/h)

c_b = capacidad bajo las condiciones de referencia establecidas como volumen equivalente para el máximo volumen de 15 min. de la hora pico (aut/h)

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados dados para los segmentos básicos de las autopistas o caminos multicarril.

f_p = factor que toma en cuenta el tipo de conductores dados para los segmentos básicos de las autopistas o caminos multicarril.

Si se desea tener el valor de la capacidad en términos de volumen horario, ella debe ser calculada mediante el empleo de la Ecuación N° 4-8

$$c_h = c \times FHP \quad (4-8)$$

donde:

c_h = capacidad bajo las condiciones prevalecientes expresada como un volumen horario (veh/h).

c = capacidad calculada con la Ecuación N° 4-7.

FHP = factor de la hora pico.

4.3.11.- SECCIONES DE ENTRECRUZAMIENTO MÚLTIPLES.

Una sección de entrecruzamiento múltiple se origina cuando una serie de áreas de convergencia y divergencia, muy próximas una de otra, originan una serie de movimientos de entrecruzamiento (entre pares de diferentes convergencia y divergencia) que comparten el mismo tramo de calzada.

En las ediciones anteriores del Manual de Capacidad fue presentado un procedimiento específico para el análisis de las secciones de entrecruzamiento múltiples, que involucra la superposición de dos series de movimientos de entrecruzamiento

No obstante que lo anteriormente mencionado constituye una aproximación lógica al cálculo de las secciones de entrecruzamiento múltiples, el mismo no es aplicable en los casos en que tres o más series de entrecruzamientos se superponen, ni tampoco existen abundantes datos que puedan servir de base para esas circunstancias.

Se recomienda que tales casos sean segregados en áreas de convergencia, áreas de divergencia y secciones de entrecruzamiento simple, en la medida de lo posible, considerando cada sección en forma separada.

4.3.12.- CALZADAS COLECTORA –DISTRIBUIDOR.

Es común que en el proyecto de un distribuidor, pertenezca este de una autopista o de un camino multicarril, se origine una sección de entrecruzamiento en las calzadas “colectoras – distribuidor” que forman parte del mismo.

No obstante que los procedimientos de cálculo vistos pueden ser aplicados al caso de las colectoras – distribuidor, mediante el uso de velocidades en flujo libre adecuadas, el empleo de los criterios para la determinación de los niveles de servicio no es del todo convincente.

Ello es así por cuanto muchos de esos tramos operan a bajas velocidades y consecuentemente a altas densidades, las condiciones de operación estable pueden existir más allá de las máximas densidades especificadas, las cuales han sido dadas para las secciones de entrecruzamiento de las autopistas y de caminos multicarril.

4.4.- APLICACIONES.

4.4.1.- TIPOS DE APLICACIONES.

La metodología precedentemente expuesta, puede ser empleada para analizar la capacidad y los niveles de servicio de las secciones de entrecruzamiento de las autopistas.

En primer lugar el analista debe identificar los datos primarios, los cuales normalmente se emplean para resolver una variedad de aplicaciones e incluyen: el nivel de servicio, el número de carriles requeridos (N), la longitud de la sección de entrecruzamiento (L) y el tipo de configuración de la sección (Tipo). Las medidas acerca del comportamiento de la corriente vehicular, densidad y velocidad; también pueden ser obtenidas pero son consideradas como resultado secundario.

Determinados esos datos primarios, el analista debe identificar los valores que por defecto deben ser usados en el análisis. Básicamente el analista tiene tres fuentes de datos:

- 1.- Valores por defecto, dados precedentemente.
- 2.- Valores por defecto,, estimados o locales, desarrollados por el analista.
- 3.- Valores derivados de las mediciones realizadas en el terreno y de las observaciones llevadas a cabo.

Para cada uno de estos datos debe proporcionarse un determinado valor de manera tal que puedan obtenerse los resultados finales, tanto para los primarios como para los secundarios.

Una aplicación común del método consiste en el cálculo del nivel de servicio de una sección de entrecruzamiento, existente o que se modificará dentro de un breve lapso. Esta aplicación es denominada operacional y su resultado primario es el nivel de servicio de la sección, siendo los secundarios la densidad y la velocidad.

Otro tipo de aplicación radica en comprobar si dado un volumen equivalente y el nivel de servicio deseado, resultan adecuados los carriles existentes o bien recomendar el número necesario de ellos; la longitud de la sección o la configuración de la misma. Esta aplicación es denominada de diseño, debido a que sus resultados primarios constituyen los atributos geométricos de la sección de entrecruzamiento. A igual que en el caso anterior los resultados secundarios son la densidad y la velocidad.

Un tercer tipo de análisis es el denominado para el planeamiento. Este análisis emplea los valores que por defecto proporciona el Manual de Capacidad y valores locales, también por defecto, como datos para realizar los cálculos. Tanto el nivel de servicio como

los elementos geométricos de la sección de entrecruzamiento pueden ser determinados como resultados primarios junto con la densidad y la velocidad como secundarios. La diferencia entre el análisis para el planeamiento y el operacional o el de diseño, radica en que casi todos los datos para el planeamiento tienen valores estimados o por defecto, mientras que en los otros dos tipos de análisis se emplean, para los datos necesarios, mediciones en el terreno o valores conocidos.

Debe dejarse perfectamente aclarado que, para cualquiera de esos tres tipos de análisis, la velocidad en flujo libre de la sección de entrecruzamiento, ya sea medida o estimada, es siempre requerida como dato para todos los cálculos.

4.4.2.- ETAPAS DE CÁLCULO.

En la Figura N° 4-16 se muestra una planilla de cálculo para el análisis de una sección de entrecruzamiento. En la mencionada planilla el analista deberá introducir toda la información general allí establecida junto con los datos relativos a la sección.

Para el análisis operacional deben seguirse los siguientes pasos:

- Deben introducirse todos los datos requeridos.
- Deben convertirse los volúmenes dados en volúmenes equivalentes.
- Se determinará el factor de intensidad de entrecruzamiento para operación no restringida.
- Se calcularán las velocidades de entrecruzamiento y de no entrecruzamiento para las condiciones de operación no restringida.
- Se determinará el número de carriles requeridos por los vehículos que entrecruzan para lograr una operación no restringida.
- Si este número de carriles es menor que el número máximo de carriles, esa operación no restringida existe y las velocidades antes calculadas se emplearán en el análisis.
- Si el número de carriles requeridos resulta ser mayor que el número máximo de carriles correspondiente a la configuración de la sección, la operación será restringida y consecuentemente deberán ser recalculadas las velocidades entrecruzamiento y no entrecruzamiento para ese tipo de operación, las cuales serán empleadas en el análisis.
- Se calculará la velocidad media de viaje para todos los vehículos que circulan por la sección de entrecruzamiento. Posteriormente se determinará la densidad.
- Finalmente se determinará el nivel de servicio empleando el valor de la densidad determinada en el punto anterior.

El objetivo del análisis para el diseño es estimar la longitud de la sección de entrecruzamiento, el número de carriles o la configuración de la sección, dados los volúmenes de tránsito y la velocidad en flujo libre. El nivel de servicio deseado debe ser establecido en la planilla de cálculo.

Hecho eso se suponen los valores de la longitud, del número de carriles o de la configuración y se procede a efectuar un análisis operacional para la determinación del nivel de servicio.

El nivel de servicio resultante de la aplicación de esos valores supuestos es comparado con el nivel deseado y este no es alcanzado se deberán adoptar nuevos valores, iterando hasta que se satisfaga la condición impuesta.

4.4.3.- APLICACIONES DEL ANÁLISIS PARA EL PLANEAMIENTO.

Las dos aplicaciones del análisis para el planeamiento, la planificación del nivel de servicio, del número de carriles, de la longitud y tipo de la sección de entrecruzamiento, directamente se corresponden con los pasos indicados en el apartado anterior para el análisis operacional y de diseño.

La primera característica que encuadra a estas determinaciones dentro de las aplicaciones para el planeamiento es el empleo de los valores estimados, los valores por defecto dados en el Manual de Capacidad, o de los valores locales, también por defecto, como datos a emplear en los cálculos.

Otro de los factores que define a un análisis como una aplicación para el planeamiento es el empleo del valor del tránsito medio diario anual para estimar el volumen horario direccional de diseño. El Manual de Capacidad proporciona los procedimientos para determinar el volumen horario direccional de diseño.

Figura N° 4-15.- Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(A) Secciones de entrecruzamiento del Tipo A – Velocidad en flujo libre 112 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.030	6.800	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b
0,20	5.460	6.230	6.680	7.010	7.200 ^b
0,30	4.990	5.740	6.210	6.530	6,790
0,40	4.620	5.340	5.480 ^c	5.790 ^c	6,040 ^c
0,45 ^d	4.460	4.840 ^c	5.240 ^c	5.540 ^c	5,780 ^c
Secciones de cuatro carriles					
0,10	8.040	9.070	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b
0,20	7.280	8.300	8.910	9.350	9.600 ^b
0,30	6,660	7.520 ^c	8.090	8.520 ^c	8.830 ^c
0,35 ^e	6.250 ^c	7.120 ^c	7.690	8.000 ^f	8.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	10.500	11.340	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b
0,20 ^g	9.100	10.540 ^c	11.270 ^c	11.790 ^c	12.000 ^b
(B) Secciones de entrecruzamiento del Tipo A – Velocidad en flujo libre 104 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	5.570	6.230	6.620	6.890	7.050 ^b
0,20	5.070	5.740	6.130	6.410	6.620
0,30	4.670	5.320	5.720	6.000	6.220
0,40	4.330	4.950	5.090	5.360 ^c	5.570 ^c
0,45 ^d	4.190	4.520 ^c	4.870 ^c	5.140 ^c	5.340 ^c
Secciones de cuatro carriles					
0,10	7.430	8.310	8.830	9.190	9.400 ^b
0,20	6.760	7.660	8.170	8.550	8.830
0,30	6.180 ^c	6.970 ^c	7.470 ^c	7.830 ^c	8.110 ^c
0,35 ^e	5.870 ^c	6.620 ^c	7.120 ^c	7.470 ^c	7.760 ^c
Secciones de cinco carriles					
0,10	9.290	10.390	11.040	11.490	11.750 ^b
0,20 ^g	8.450	9.700 ^c	10.320 ^c	10.760 ^c	11.090 ^c
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.- (continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(C) Secciones de entrecruzamiento del Tipo A – Velocidad en flujo libre 96 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	5.330	5.940	6.280	6.520	6.700
0,20	4.870	5.480	5.850	6.100	6.280
0,30	4.490	5.100	5.460	5.720	5.920
0,40	4.180	4.570 ^c	4.880 ^c	5.140 ^c	5.330 ^c
0,45 ^d	4.040	4.360 ^c	4.680 ^c	4.920 ^{cc}	5.120 ^c
Secciones de cuatro carriles					
0,10	7.110	7.920	8.380	8.690	8.930
0,20	6.500	7.310	7.800	8.140	8.420
0,30	5.960 ^c	6.680 ^c	7.140 ^c	7.470 ^c	7.710 ^c
0,35 ^e	5.660 ^c	6.370 ^c	6.810 ^c	7.140 ^c	7.400 ^c
Secciones de cinco carriles					
0,10	8.880	9.900	10.480	10.870	11.500 ^b
0,20 ^g	8.120	9.270 ^c	9.830 ^c	10.220 ^c	10.530 ^c
(D) Secciones de entrecruzamiento del Tipo A – Velocidad en flujo libre 88 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	5.080	5.630	5.940	6.140	6.300
0,20	4.660	5.210	5.550	5.770	5.940
0,30	4.300	4.850	5.190	5.430	5.610
0,40	4.010	4.360 ^c	4.670 ^c	4.890 ^c	5.070 ^c
0,45 ^d	3.880	4.180 ^c	4.480 ^c	4.700 ^c	4.880 ^c
Secciones de cuatro carriles					
0,10	6.780	7.500	7.920	8.190	8.400
0,20	6.210	6.950	7.400	7.690	7.940 ^c
0,30	5.710 ^c	6.380 ^c	6.780 ^c	7.090 ^c	7.310 ^c
0,35 ^e	5.440 ^c	6.090 ^c	6.490 ^c	6.800 ^c	7.030 ^c
Secciones de cinco carriles					
0,10	8.480	9.380	9.900	10.240	10.510
0,20 ^g	7.960	8.800 ^c	9.320 ^c	9.660 ^c	9.930 ^c
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.-(continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(E) Secciones de entrecruzamiento del Tipo B – Velocidad en flujo libre 112 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b
0,20	6.810	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b
0,30	6.120	6.670	7.000	7.230	7.200 ^b
0,40	5.540	6.090	6.430	6.650	6.830
0.50	5.080	5.620	5.940	6.170	6.360
0.60	4.750	5.250	5.560	5.790	5.970
0.70	4.180	4.980	5.290	5.510	5.690
0,80 ^h	3.890	4.810	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Secciones de cuatro carriles					
0,10	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b
0,20	9.090	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b
0,30	8.160	8.900	9.330	9.600 ^b	9.600 ^b
0.40	7.390	8.120	8.570	8.860	9.110
0.50	6.660	7.490	7.920	8.000 ^f	8000 ^f
0.60	6.060	6.670	6.670	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.570	5.760	5.760	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b
0.2	11.360	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b
0.30	10.200	11.120	11.670	12.000 ^b	12.000 ^b
0.40	9.250 ^c	10.000 ^f	10.000 ^f	10.000 ^f	10.000 ^f
0.50	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f
0.60	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.- (continuación) Capacidad para varias secciones de entrecruzamiento

(F) Secciones de entrecruzamiento del Tipo B – Velocidad en flujo libre 104 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.930	7.050 ^b	7.050 ^b	7.050 ^b	7.050 ^b
0,20	6.220	6.670	6.930	7.050 ^b	7.050 ^b
0,30	5.610	6.090	6.360	6.560	6.700
0,40	5.110	5.590	5.870	6.070	6.220
0.50	4.710	5.170	5.460	5.650	5.810
0.60	4.410	4.850	5.120	5.320	5.470
0.70	.190	4.620	4.880	5.070	5.230
0,80 ^h	3.650 ^c	4.460	4.720	4.920	5.000 ^f
Secciones de cuatro carriles					
0,10	9.240	9.400 ^b	9.400 ^b	9.400 ^b	9.400 ^b
0,20	8.300	8.900	9.240	9.400 ^b	9.400 ^b
0,30	7.490	8.120	8.480	8.740	8.930
0.40	6.810	7.450	7.830	8.090	8.300
0.50	6.180 ^c	6.900	7.280	7.540	7.740
0.60	5.640 ^c	6.470	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.210 ^c	5.730	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	4.870 ^c	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	11.550	11.750 ^b	11.750 ^b	11.750 ^b	11.750 ^b
0.2	10.350	11.120	11.550	11.750 ^b	11.750 ^b
0.30	9.360	10.150	10.610	10.930	11.170
0.40	8.540 ^c	9.320	9.790	10.000 ^f	10.000 ^f
0.50	7.720 ^c	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f
0.60	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.-(continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(G) Secciones de entrecruzamiento del Tipo B – Velocidad en flujo libre 96 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.540	6.890	6.900 ^b	6.900 ^b	6.900 ^b
0,20	5.900	6.320	6.540	6.700	6.810
0,30	5.340	5.780	6.040	6.210	6.340
0,40	4.880	5.320	5.570	5.760	5.900
0.50	4.520	4.940	5.200	5380	5.520
0.60	4.230	4.640	4.890	5.080	5.22
0.70	4.020	4.420	4.670	4.850	5.990
0,80 ^h	3.520 ^c	4.280	4.520	4.700	4.840
Secciones de cuatro carriles					
0,10	8.720	9.190	9.220 ^b	9.220 ^b	9.220 ^b
0,20	7.860	8.420	8.730	8.930	9.090
0,30	7.120	7.710	8.050	8.280	8.450
0.40	6.510	7.090	7.430	7.690	7.860
0.50	5.920 ^c	6.590	6.930	7.180	7.370
0.60	5.420 ^c	6.190	6.520	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.020 ^c	5.520 ^c	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	4.700 ^c	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	10.900	11.490	11.500 ^b	11.500 ^b	11.500 ^b
0.2	9.830	10.530	10.910	11.170	11.360
0.30	8.910	9.640	10.070	10.350	10.560
0.40	8.170 ^c	8.860	9.290	9.610	9.830
0.50	7.400 ^c	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f
0.60	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.- (continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(H) Secciones de entrecruzamiento del Tipo B – Velocidad en flujo libre 88 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.160	6.470	6.630	6.750 ^b	5.750 ^b
0,20	5.570	5.950	6.160	6.300	5.400
0,30	5.070	5.460	5.690	5.850	5.960
0,40	4.640	5.040	5.280	5.450	5.570
0.50	4.310	4.700	4.940	5.100	5.240
0.60	4.050	4.420	4.660	4.830	4.950
0.70	3.870	4.230	4.450	4.620	5.750
0,80 ^h	3.390 ^c	4.090	4.310	4.480	4.610
Secciones de cuatro carriles					
0,10	8.210	8.62	8.850	9.000 ^b	9.000 ^b
0,20	7.430	7.930	8.210	8.400	8.540
0,30	6.760	7.290	7.590	7.800	7.950
0.40	6.190	6.730	7.040	7.260	7.430
0.50	5.660 ^c	6.260	6.590	6.800	6.990
0.60	5.210 ^c	5.900	6.210	6.440	6.610
0.70	4.830 ^c	5.280 ^c	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	4.520 ^c	4.950 ^c	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	10.260	10.780	11.060	11.250 ^b	11.250 ^b
0.2	9.290	9.920	10.260	10.500	10.670
0.30	8.450	9.110	9.490	9.750	9.940
0.40	7.770 ^c	8.410	8.810	9.080	9.280
0.50	7.080 ^c	7.830	8.000 ^f	8.000 ^f	8.000 ^f
0.60	6.520 ^c	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f	6.670 ^f
0.70	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f	5.760 ^f
0,80 ^h	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f	5.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.-(continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(I) Secciones de entrecruzamiento del Tipo C – Velocidad en flujo libre 112 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b
0,20	6.580	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b	7.200 ^b
0,30	5.880	6.530	6.920	7.190	7.200 ^b
0,40	5.330	5.960	6.340	6.610	6.830
0,50 ⁱ	4.890	5.490	5.870	6.140	6.350
Secciones de cuatro carriles					
0,10	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b
0,20	8.780	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b	9.600 ^b
0,30	7.850	8.710	9.220	9.590	9.600 ^b
0,40	7.110	7.850	8.450	8.750	8.750
0,50 ⁱ	6.520	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b
0,20	11.510	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b	12.000 ^b
.030	10.120	11.16	11.530	11.670 ^f	11.670 ^f
.040	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f
0,50 ⁱ	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.- (continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(J) Secciones de entrecruzamiento del Tipo C – Velocidad en flujo libre 104 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.740	7.050 ^b	7.050 ^b	7.050 ^b	7.050 ^b
0,20	6.010	6.570	6.870	7.050 ^b	7.050 ^b
0,30	5.420	5.970	6.310	6.530	6.700
0,40	4.930	5.480	5.810	6.040	6.230
0,50 ⁱ	4.540	5.070	5.400	5.640	5.820
Secciones de cuatro carriles					
0,10	8.980	9.400 ^b	9.400 ^b	9.400 ^b	9.400 ^b
0,20	8.020	8.760	9.160	9.400 ^b	9.400 ^b
0,30	7.230	7.970	.410	8.710	8.930
0,40	6.570	7.310	7.750	8.060	8.310
0,50 ⁱ	6.060	6.760	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	11.500 ^f	11.500 ^f	11.500 ^f	11.500 ^f	11.500 ^f
0,20	10.500 ^c	11.320 ^c	11.460	11.500 ^f	11.500 ^f
.030	9.320 ^c	10.180 ^c	10.520	10.890	11.170
.040	8.330 ^c	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f
0,50 ⁱ	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.-(continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(K) Secciones de entrecruzamiento del Tipo C – Velocidad en flujo libre 96 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.380	6.830	6.900 ^b	6.900 ^b	6.900 ^b
0,20	5.730	6.230	6.490	6.680	6.830
0,30	5.170	5.690	5.990	6.190	6.350
0,40	5.720	5.240	5.540	5.740	5.910
0,50 ⁱ	4.360	4.850	5.160	5.370	5.540
Secciones de cuatro carriles					
0,10	8.500	9.100	9.200 ^b	9.200 ^b	9.200 ^b
0,20	7.640	8.310	8.660	8.910	9.100
0,30	6.900	7.590	7.990	8.260	8.470
0,40	6.300	6.990	7.380	7.660	7.880
0,50 ⁱ	5.820	6.470	6.880	7.000 ^f	7.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	11.250	11.500 ^b	11.500 ^b	11.500 ^b	11.500 ^b
0,20	9.980 ^c	10.720 ^c	10.820	11.140	11.380
0,30	8.880 ^c	9.680 ^c	9.980	10.330	10.590
0,40	7.980 ^c	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f
0,50 ⁱ	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f
Nota: Las referencias se encuentran en la última página de la Figura N° 4-15					

Figura N° 4-15.- (continuación) Capacidad para distintas secciones de entrecruzamiento

(L) Secciones de entrecruzamiento del Tipo C – Velocidad en flujo libre 88 km/h					
Relación de Volúmenes VR	Longitud de la sección de entrecruzamiento (metros)				
	150	300	450	600	750
Secciones de tres carriles					
0,10	6.010	6.400	6.610	6.740	6.750 ^b
0,20	5.420	5.870	6.120	6.270	6.400
0,30	4.930	5.380	5.650	5.850	5.970
0,40	4.510	4.980	5.250	5.450	5.590
0,50 ⁱ	4.180	4.630	4.900	5.100	5.250
Secciones de cuatro carriles					
0,10	8.020	8.540	8.810	8.980	9.000 ^b
0,20	7.230	7.830	8.160	8.360	8.540
0,30	6.570	7.180	7.540	7.800	7.970
0,40	6.020	6.640	7.000	7.260	7.450
0,50 ⁱ	5.570	6.180	6.540	6.800	7.000 ^f
Secciones de cinco carriles					
0,10	10.560 ^c	11.100 ^c	11.020	11.230	11.250 ^b
0,20	9.420	10.090 ^c	10.200	10.460	10.670
0,30	8.430	9.160 ^c	9.420	9.750	9.960
0,40	7.610	8.350 ^c	8.750 ^f	8.750 ^f	8.750 ^f
0,50 ⁱ	6.930	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f	7.000 ^f
Notas:					
a. Las secciones de entrecruzamiento mayores de 750 m son tratadas como áreas individuales de convergencia y divergencia empleando los procedimientos de "Intersecciones Ramas y Ramas" dados en el Manual de Capacidad.					
b. La capacidad está restringida por la capacidad de la sección básica de la autopista.					
c. La capacidad se produce bajo condiciones de operación restringida.					
d. Las secciones de entrecruzamiento de tres carriles no operan bien cuando la relación de volúmenes VR es mayor de 0.45. En estos casos se pueden producir pobres condiciones de circulación y la aparición de algunas colas de vehículos.					
e. Las secciones de entrecruzamiento de cuatro carriles, no operan bien cuando la relación de volúmenes VR es mayor de 0.35. En estos casos se pueden producir pobres condiciones de circulación y la aparición de algunas colas de vehículos.					
f. La capacidad está restringida por el máximo volumen equivalente permisible de 2.800 aut/h (Tipo A), 4.000 (Tipo B) y 3.500 (Tipo C).					
g. Las secciones de entrecruzamiento de cinco carriles no operan bien cuando la relación de volúmenes VR es mayor de 0.20. En estos casos se pueden producir pobres condiciones de circulación y la aparición de algunas colas de vehículos.					
h. Las secciones de entrecruzamiento de Tipo B no operan bien cuando la relación de volúmenes VR es mayor de .080. En estos casos se pueden producir pobres condiciones de circulación y la aparición de algunas colas de vehículos.					
i. Las secciones de entrecruzamiento de Tipo C no operan bien cuando la relación de volúmenes VR es mayor de 0.50. En estos casos se pueden producir pobres condiciones de circulación y la aparición de algunas colas de vehículos.					

Figura Nº 4-16: Planilla de cálculo para sección de entrecruzamiento en autopistas.

PLANILLA DE CÁLCULO PARA SECCIÓN DE ENTRECRUZAMIENTO EN AUTOPISTAS									
INFORMACIÓN GENERAL					INFORMACIÓN DEL LUGAR				
Analista					Autopista y dirección de viaje				
Organismo o Empresa					Ubicación tramo de entrecruzamiento				
Fecha de realización					Jurisdicción				
Periodo de tiempo del análisis					Año del análisis				
<input type="checkbox"/> Operacional (NS)		<input type="checkbox"/> Diseño (N, L, Tipo)		<input type="checkbox"/> Planeamiento (NS)		<input type="checkbox"/> Planeamiento (N, L, Tipo)			
DATOS									
					Velocidad en flujo libre en la autopista, SFF =km/h				
					Número de carriles, N =				
					Longitud del tramo de entrecruzamiento, L =m				
					Terreno: <input type="checkbox"/> Llano <input type="checkbox"/> Ondulado				
					Tipo de sección de entrecruzamiento: A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/>				
					Relación volúmenes, VR = v_w / v				
					Relación entrecruzamientos, R = v_{w2} / v_w				
Esquema (mostrar carriles, L, v_{o1} , v_{o2} , v_{w1} , v_{w2})									
CONVERSIÓN A aut/h BAJO LAS CONDICIONES DE REFERENCIA									
aut/h	TMDA (veh/día)	K	D	V (veh/h)	FHP	%HV	f_{HV}	f_p	$V = \frac{V}{FHP \times f_{HV} \times f_p}$
v_{o1}									
v_{o2}									
v_{w1}									
v_{w2}									
v_w									
v_{nw}									
V									
VELOCIDADES DE ENTRECRUZAMIENTOS Y NO ENTRECRUZAMIENTOS									
		No-restringido		Restringido					
		Entrecruzamiento (i=w)	No-entrecruzamiento (i=nw)	Entrecruzamiento (i=w)	No-entrecruzamiento (i=nw)				
a (fig 4-13)									
b (fig 4-13)									
c (fig 4-13)									
d (fig 4-13)									
Factor de intensidad de entrecruzamiento, W_i $W_i = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{(L)^d}$									
Velocidades de entrecruzamientos y no-entrecruzamientos, S_i (km/h) $S_i = 24 + \frac{S_{FL} - 16}{1 + W_i}$									
Número de carriles requeridos para operación no restringida, N_w (fig 4-14)									
Máximo número de carriles N_w (máx) (fig 4-14)									
<input type="checkbox"/> Si $N_w < N_w(\text{máx})$ operación no-restringida <input type="checkbox"/> Si $N_w \geq N_w(\text{máx})$ operación restringida									
TRAMO DE ENTRECRUZAMIENTO: VELOCIDAD, DENSIDAD, NIVEL DE SERVICIO Y CAPACIDAD									
Velocidad en sección de entrecruzamiento, S (km/h) $S = \frac{v}{\left(\frac{v_w}{S_w}\right) + \left(\frac{v_{nw}}{S_{nw}}\right)}$									
Densidad en sección de entrecruzamiento, D (aut/km/carril) $D = \frac{v/N}{S}$									
Nivel de servicio, NS (fig. 4-9)									
Capacidad para la condición de referencia, c_o (aut/h) (fig. 4-15)									
Capacidad para el flujo equivalente de 15 min, c (veh/h) $c = c_o \times f_{HV} \times f_p$									
Capacidad para la hora total, c_h (veh/h) $c_h = c(FHP)$									

CAPÍTULO 5

CAMINOS DE DOS CARRILES

5.1. – CONSIDERACIONES GENERALES.

5.1.1.- INTRODUCCIÓN.

Un camino de dos carriles consiste en una calzada no dividida con dos carriles, uno para cada sentido de circulación de la corriente vehicular.

En este tipo de caminos, el sobrepaso de los vehículos lentos debe efectuarse empleando el carril utilizado por los vehículos que circulan en sentido opuesto y ello es factible cuando lo permitan, tanto la distancia de visibilidad de sobrepaso, que incluye la distancia entre el vehículo que sobrepasa y el que circula en sentido opuesto y la separación existente entre los vehículos que le preceden.

En la medida en que los volúmenes de tránsito y las restricciones del diseño geométrico se incrementan, la posibilidad de sobrepaso disminuye y como resultado de ello se origina la formación de pelotones de vehículos dentro del flujo de vehicular. Los conductores que viajan en esos pelotones, experimentan ciertas demoras debido a la imposibilidad material de efectuar las maniobras de sobrepaso.

Los caminos de dos carriles constituyen el principal componente del sistema vial de la mayoría de los países. Ellos cumplen una variedad de funciones, están emplazados en todas las zonas geográficas y prestan servicio a un amplio espectro del tránsito. Cualquier consideración que se realice acerca de la calidad de operación, de este tipo de camino, debe tener en cuenta esas funciones diversas.

Las condiciones de circulación u operación en los caminos de dos carriles difieren de aquellas experimentadas en los otros tipos de caminos de flujo ininterrumpido. El cambio de carril y el sobrepaso por un vehículo, aún existiendo un adecuado espaciamiento entre los vehículos que le preceden, son posibles únicamente en función del tránsito que se aproxima por el carril de sentido opuesto.

Al aumentar el volumen de tránsito, en un camino de dos carriles, la demanda de sobrepaso se incrementa rápidamente y a la vez disminuye la posibilidad de realizar esa maniobra mediante el empleo del carril de sentido contrario. Por lo tanto en un camino de dos carriles, en forma distinta a los otros tipos de caminos de flujo ininterrumpido, el número de vehículos que circule en un sentido influye sobre el que circula en sentido contrario. Los conductores deben reducir sus velocidades de viaje en la medida en que se incrementa el volumen de tránsito y con ello disminuye la posibilidad de sobrepaso.

Una eficiente movilidad constituye la función más importante de los principales caminos de dos carriles que conectan los grandes centros de generación de tránsito o que actúan como vínculo importante entre los distintos caminos de las redes viales, nacional y provincial. Estas rutas tienden a servir a los viajes de larga distancia, tanto comerciales como recreacionales, y largos tramos de esos caminos atraviesan áreas rurales sin la existencia de interrupciones debidas a la presencia de elementos de control de tránsito. Condiciones estables de circulación a altas velocidades, como así también demoras poco o nada frecuentes, en las maniobras de sobrepaso, constituyen elementos deseables en estos tipos de caminos.

Otros caminos rurales de dos carriles pavimentados, tienen como función principal la accesibilidad. Ellos proporcionan acceso a una zona, bajo todas condiciones climáticas y a menudo para un relativamente bajo volumen de tránsito. La efectividad del costo de acceso, es la consideración fundamental en la ejecución de estos caminos. La demora determinada por la formación de pelotones vehiculares, constituye el factor más relevante como medida de la calidad del servicio que prestan estos caminos.

Los caminos de dos carriles también sirven a áreas recreacionales y escénicas en las cuales la perspectiva del paisaje y el medio que rodea al camino tienen como objetivo ser admirados y disfrutados, sin que se experimenten interrupciones de la corriente vehicular, o demoras en la misma. En estos caminos es deseable que el mismo ofrezca, a igual que los demás, una gran seguridad, pero en ellos no se espera ni se desea tener condiciones de circulación a alta velocidad.

Por las razones expuestas se adoptan dos medidas del comportamiento de la corriente vehicular, para describir la calidad del servicio de los caminos de dos carriles: el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y la velocidad media de viaje.

El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón representa la libertad de maniobra y del confort y conveniencia del viaje. Este factor es el porcentaje promedio del tiempo de viaje en el cual los vehículos deben viajar en los pelotones detrás de los vehículos

lentos debido a la imposibilidad de sobrepasarlos. El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, es de difícil medición en el terreno. Debido a ello, es que el porcentaje de vehículos que viajan, en los pelotones, con intervalos menores de tres segundos (3 seg.), en una sección representativa, puede ser utilizado como un valor sustituto.

La velocidad media de viaje refleja la movilidad existente en un camino de dos carriles y se la obtiene dividiendo la longitud del tramo de camino considerado por el tiempo promedio de viaje de todos los vehículos que circulan por la sección en ambos sentidos durante un lapso determinado.

Los criterios empleados para la determinación del Nivel de Servicio de un camino de dos carriles, utilizan ambos tipos de medidas del comportamiento de la corriente vehicular.

En los principales caminos de dos carriles, para los cuales una eficiente movilidad constituye el factor más importante, ambos, el porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotón y el la velocidad media de viaje, son utilizados para determinar el Nivel de Servicio. De cualquier modo, debe tenerse presente que un trazado con una baja velocidad de diseño puede limitar el Nivel de Servicio que podría ser alcanzado por el camino.

Para los caminos en los cuales la accesibilidad es lo primordial y la movilidad es menos crítica, el Nivel de Servicio es determinado sólo en términos del porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotones, sin considerar la velocidad media de viaje.

5.1.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS CAMINOS DE DOS CARRILES.

A los efectos de su análisis, los caminos de dos carriles han sido divididos en dos clases:

- Clase I – En esta clase se ubican todos aquellos caminos de dos carriles en los cuales los conductores esperan viajar a relativamente altas velocidades. Los caminos de dos carriles que constituyen las principales rutas interurbanas, las arterias primarias que conectan grandes centros generadores de tránsito, las rutas con tránsito diario pendular, o las principales vinculaciones, en las redes, nacional o provincial, generalmente son asignados a esta Clase I. Los caminos de Clase I generalmente sirven a viajes de larga distancia o proporcionan la conexión entre caminos que prestan servicio a los viajes de larga distancia.
- Clase II - En esta clase se ubican todos aquellos caminos de dos carriles en los cuales los conductores no necesariamente esperan viajar a relativamente altas velocidades.

Los caminos dos carriles, que actúan como accesos a las rutas de Clase I, las rutas escénicas o recreacionales que no son arterias primarias o que pasan por lugares escarpados, son asignados a esta Clase II. Los caminos de Clase II generalmente sirven a viajes relativamente cortos o a aquellos viajes para los cuales la vista panorámica juega un rol importante.

Las clases en las cuales han sido divididos los caminos de dos carriles están estrechamente vinculadas con su clasificación funcional. Se tiene así que la mayoría de los caminos arteriales son considerados como de Clase I, mientras que los caminos colectores y locales son encuadrados en la Clase II.

No obstante lo mencionado, el principal factor determinante de la clasificación de un camino de dos carriles, en un análisis operacional, está constituido por las expectativas de los conductores, las cuales pueden no coincidir con la clasificación funcional de éste. Así por ejemplo se tiene que una ruta interurbana que pasa a través de una zona montañosa, puede ser descrita o clasificada como de Clase II en lugar de Clase I si los conductores reconocen que no es posible tener una ruta de alta velocidad en ese corredor.

El Nivel de Servicio de los caminos de Clase I, en los cuales la movilidad es lo primordial, es definido en términos de los dos siguientes parámetros: el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y la velocidad media de viaje. En los caminos de Clase II, la movilidad es menos crítica y el Nivel de Servicio es definido únicamente en términos del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón. Los conductores, por lo general, toleran mayores niveles del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, en los caminos de Clase II que en los de Clase I debido a que los primeros normalmente sirven a viajes cortos, como así también a diferentes motivos de viaje.

5.1.3.- CONDICIONES DE REFERENCIA.

La ausencia de factores restrictivos sean estos: geométricos, de tránsito y ambientales son considerados como condiciones de referencia. Estas condiciones de referencia no constituyen condiciones típicas o que puedan ser adoptadas por defecto. La metodología de cálculo toma en cuenta para la consideración de los efectos geométricos, de tránsito y ambientales, condiciones que son más restrictivas que las establecidas en las condiciones de referencia.

Las condiciones de referencia son las siguientes:

- Ancho de carril igual o mayor de 3.65 m.
- Ancho de banquetas libre de obstáculos igual o mayor de 1.80 m.
- Ninguna restricción al sobrepaso.
- Sólo circulan automóviles.
- Ningún impedimento al tránsito de paso, tales como dispositivos de control de tránsito o vehículos que giran.
- Terreno llano.

Para el análisis de un camino de dos carriles, cuando se toman en cuenta ambos sentidos del tránsito, también se considera como condición de referencia la existencia de una distribución direccional equilibrada es decir, el 50% del total de los vehículos en cada uno de los sentidos (50/50).

En los caminos rurales de dos carriles la mayor parte de la distribución direccional varía desde 50/50 hasta 70/30, mientras que en las rutas recreacionales la distribución direccional puede llegar a valores tan altos como 80/20 o más, durante los días feriados u otros períodos de pico. Con el cambio de la distribución direccional y del volumen, puede ocurrir alguna variación en la velocidad y en el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

Para el análisis direccional de un camino de dos carriles, es decir cuando se analiza en forma separada cada uno de los sentidos de tránsito, la distribución direccional no constituye una condición de referencia.

El tránsito puede operar en forma ideal únicamente si los carriles y las banquetas son los suficientemente anchos como para no restringir la velocidad. Anchos de carriles y banquetas menores de 3.65 m y 1.80 m, respectivamente, pueden producir una reducción de la velocidad y un incremento del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

La frecuencia de zonas con sobrepaso restringido es empleada para determinar las características del diseño del camino y para analizar las distintas condiciones de circulación vehicular, que se esperan ocurran, a lo largo de una ruta de dos carriles. Una zona de sobrepaso restringido es aquella especialmente demarcada indicando la prohibición de sobrepaso o cualquier otro tramo del camino en el cual la distancia de visibilidad de sobrepaso sea de 300 m, o menos.

Cuando para un camino de dos carriles se efectúa el análisis de ambos sentidos de circulación, se toma en cuenta el porcentaje promedio de las zonas con restricción de sobrepaso existente en ambas direcciones del tránsito. En aquellos casos en que se realiza un

análisis direccional, se toma en cuenta únicamente el porcentaje de las zonas con restricción al sobrepaso para el sentido de viaje que se está estudiando.

Normalmente, en los caminos rurales de dos carriles, las zonas con restricción al sobrepaso varían desde un 20 % hasta un 50%. Valores cercanos al 100% pueden encontrarse en los caminos sinuosos emplazados en zonas montañosas.

Las zonas con restricción al sobrepaso ejercen sobre la corriente de tránsito un efecto mayor en los terrenos montañosos que en los llanos y ondulados. La formación de grandes pelotones de vehículos a lo largo de una sección de camino, puede crear problemas operacionales mayores que los esperados en la rampa descendente adyacente a una zona con restricción a las oportunidades de sobrepaso.

5.1.4.- RELACIONES BÁSICAS.

La Figura N° 5-1 muestra las relaciones entre el volumen equivalente, expresado en automóviles por hora, y la velocidad media de viaje, y con el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, para las condiciones de referencia de un camino de dos carriles de longitud considerable.

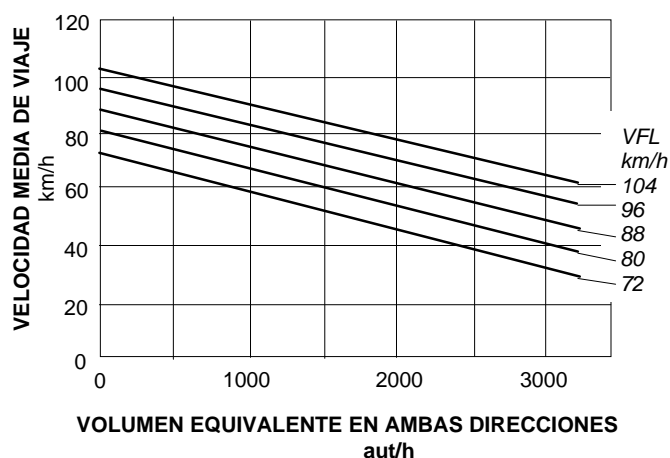
Las condiciones geométricas del camino incluyen una descripción de las características de la sección longitudinal del mismo y una información específica acerca de la sección transversal de la calzada.

Las características de la sección longitudinal están descriptas por el porcentaje de la longitud del camino sin restricción al sobrepaso en ambas direcciones. Los datos de la sección transversal incluyen el ancho de carril y el de la banquina utilizable, es decir libre de obstáculos. Los datos vinculados con el diseño geométrico y la velocidad de diseño están considerados en la estimación de la velocidad en flujo libre (VFL).

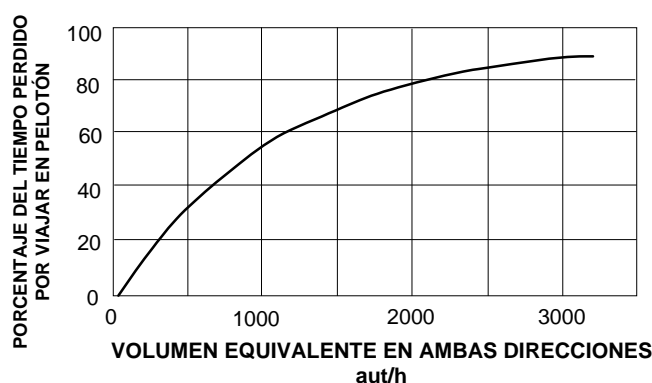
Los caminos de dos carriles pueden ser analizados ya sea como tramos de doble sentido de circulación obteniéndose, en este caso, el comportamiento del tránsito, combinado para ambas direcciones, o bien como tramos en los cuales se considera en forma separada cada uno de los sentidos de marcha. El análisis separado por sentido resulta adecuado para analizar las rampas de gran pendiente y también para los tramos con carril auxiliar de sobrepaso.

Figura N° 5-1: Relaciones volumen-velocidad y porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, para tramos de dos sentidos con condiciones de referencia.

a. Velocidad media de viaje vs. volumen en ambos sentidos.



b. Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón vs. flujo en ambas direcciones.

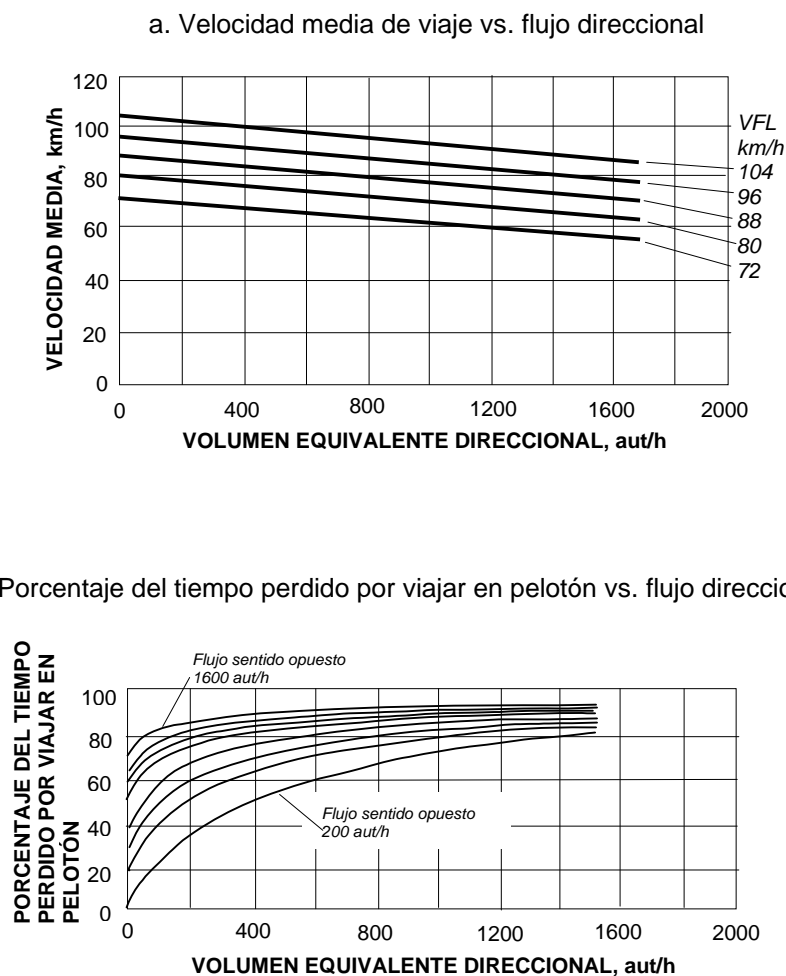


La Figura N° 5-2 muestra las relaciones entre el volumen equivalente, expresado en automóviles por hora, y la velocidad media de viaje, y con el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, para las condiciones de referencia de un tramo direccional de un camino de dos carriles. Esas relaciones son conceptualmente análogas a las relaciones indicadas, para un tramo de doble sentido de circulación, en la Figura N° 5-1; sin embargo, las relaciones para los tramos direccionales incorporan el efecto que el volumen equivalente de tránsito que circula en sentido opuesto, tiene sobre la velocidad media de viaje y sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

En la Figura N° 5-2 (a) las rectas que interceptan el eje correspondiente a la velocidad media de viaje, representan las velocidades en flujo libre (VFL) en el sentido de

marcha analizado incorporando el efecto del flujo vehicular que circula en sentido contrario. La Figura N° 5-2 (b) grafica las relaciones entre el volumen equivalente, direccional, y el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, cuando el flujo que circula en sentido contrario varía entre los 200 y 1.600 aut/h.

Figura N° 5-2: Relaciones volumen-velocidad y porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, para tramos direccionales con condiciones de referencia



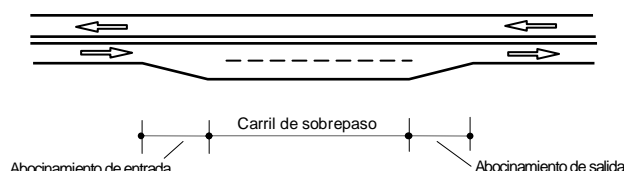
5.1.5- CARRILES DE SOBREPASO EN CAMINOS DE DOS CARRILES.

Un carril de sobrepaso es un carril adicionado, para un sentido de marcha, en un camino convencional de dos carriles con el propósito de mejorar las oportunidades de sobrepaso

El agregado del carril de sobrepaso, a un camino de dos carriles proporciona una sección transversal de tres carriles con dos de ellos para un sentido de marcha y el restante

para el contrario. La Figura N° 5.3 ilustra una sección típica de un camino de dos carriles con uno adicional de sobrepaso.

Figura N° 5-3: Esquema planimétrico de un carril de sobrepaso.



En algunos caminos de dos carriles, los carriles de sobrepaso son provistos intermitentemente o bien con cierto intervalo para cada sentido de marcha. Los carriles de sobrepaso también pueden ser adicionados para ambos sentidos de tránsito en un mismo sector del camino, con lo cual se tiene una corta sección de un camino de cuatro carriles en una calzada no dividida con un mejoramiento de las oportunidades de sobrepaso en ambas direcciones.

5.1.6.- NIVELES DE SERVICIO.

Los principales factores para la determinación de la calidad de servicio que presta un camino de dos carriles de Clase I, son el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y la velocidad media de viaje. Para el caso de los caminos de dos carriles de Clase II, la calidad del servicio está basada únicamente en el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

Los criterios empleados para definir los Niveles de Servicio están basados en los períodos pico de 15 minutos, del flujo vehicular y son de aplicación para tramos de una longitud significativa de los caminos de dos carriles

Nivel de Servicio A: El Nivel de Servicio A describe la mayor calidad que se puede prestar al flujo de tránsito, la cual ocurre cuando los conductores tienen la posibilidad de viajar a la velocidad que ellos desean. Sin la existencia de un estricto control del tránsito, esta alta calidad del flujo vehicular puede dar como resultado la obtención de velocidades medias de 88 km/h o superiores, en aquellos caminos de dos carriles de Clase I. La frecuencia de sobrepasos requerida para mantener esas velocidades no alcanza un alto nivel de exigencia de manera tal que la demanda de sobrepaso está muy por debajo de las

posibilidades que se tiene para efectuar tal maniobra y es rara la formación de pelotones de tres o más vehículos. Los conductores son demorados no más del 35% de su tiempo de viaje, por los vehículos lentos que circulan en la corriente de tránsito. Bajo estas condiciones puede ser logrado un volumen equivalente máximo de 490 aut/h total en ambas direcciones. En los caminos de Clase II, las velocidades medias pueden estar por debajo de los 88 km/h, pero los conductores no serán demorados en los pelotones por más del 40% de su tiempo de viaje.

NIVEL DE SERVICIO B: El Nivel de Servicio B caracteriza al flujo de tránsito con velocidades medias de 80 km/h o ligeramente superiores, en los caminos de Clase I que se desarrollan en terrenos llanos. La demanda de sobrepasos para mantener las velocidades deseadas se torna significativa y se aproxima a la capacidad de sobrepaso para los límites inferiores del Nivel de Servicio B. Los conductores sufren demoras no superiores al 50% de su tiempo de viaje, por viajar en los pelotones. El volumen equivalente de servicio, cuando el camino reúne las condiciones de referencia, puede llegar a los 780 aut/h en ambas direcciones. Superado ese volumen equivalente de servicio, crece drásticamente el número de pelotones. En los caminos de Clase II, las velocidades medias de viaje pueden caer por debajo de los 80 km/h, pero los conductores no serán demorados, por viajar en pelotones, más del 55% de su tiempo de viaje.

NIVEL DE SERVICIO C: El Nivel de Servicio C describe las condiciones de circulación cuando se producen mayores incrementos del volumen vehicular, lo cual da como resultado un importante aumento, tanto en la formación de pelotones como en el tamaño de ellos y así también en la frecuencia con la cual el sobrepaso se ve impedido. La velocidad media de viaje aún excede los 72 km/h en los caminos de dos carriles de Clase I que se desarrollan en terreno llano, aún pensando que la demanda no restringida de sobrepaso exceda la capacidad de la misma. Cuando se tienen altos volúmenes de tránsito pueden producirse cadenas de pelotones y una significativa reducción en la capacidad de sobrepaso. Aún cuando el flujo vehicular es estable, el mismo es susceptible de congestionarse debido a los giros que se producen en la corriente vehicular, como así también por la presencia de vehículos lentos. El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón puede alcanzar el 65%. Un volumen equivalente de servicio de hasta 1.190 aut/h en ambas direcciones puede ser acomodado cuando el camino reúne las condiciones de referencia. En los caminos de Clase II, las velocidades pueden caer por debajo de los 72 km/h, pero en ningún caso los conductores podrían ser demorados, en los pelotones, por no más del 70% de su tiempo de viaje.

NIVEL DE SERVICIO D: El Nivel de Servicio D describe el flujo de tránsito inestable. Cuando un camino está operando a este Nivel de Servicio y se tienen altos volúmenes de tránsito y el sobrepaso se hace extremadamente dificultoso, las dos corrientes de tránsito opuestas, comienzan a funcionar en forma separada. La demanda de sobrepaso adquiere valores muy altos mientras que la capacidad para efectuar el mismo puede anularse, es decir llegar a cero. Pelotones con un promedio de entre 5 y 10 vehículos son comunes para este Nivel de Servicio, no obstante lo cual pueden desarrollarse velocidades medias de viaje de 64 km/h, en caminos de Clase I que reúnan las condiciones de referencia. La proporción de las zonas con restricción al sobrepaso existente a lo largo del tramo considerado tiene, normalmente, poca influencia sobre este. Los vehículos que giran y las distracciones causadas por elementos ubicados al costado de los caminos originan las mayores ondas de choque en la corriente vehicular. Los conductores son demorados en los pelotones por casi un 80% de su tiempo de viaje. El máximo volumen equivalente de servicio es de 1.830 aut/h en total de ambas direcciones, puede ser mantenido cuando el camino reúne las condiciones de referencia. En los caminos de Clase II, las velocidades pueden caer por debajo de los 64 km/h, pero en ningún caso los conductores serán demorados en los pelotones por más del 85% de su tiempo de viaje.

NIVEL DE SERVICIO E: En el Nivel de Servicio E las condiciones del flujo de tránsito presentan porcentajes de tiempo perdido por viajar en pelotones, mayores del 80% en los caminos de Clase I y del 85% en los de Clase II. Aún cuando el camino reúna las condiciones de referencia, las velocidades medias de viaje pueden caer por debajo de los 64 km/h. Las velocidades medias de viaje en los caminos con características menores que las condiciones de referencia serán también menores, aún por debajo de los 40 km/h en rampas ascendentes de cierta longitud. El sobrepaso es virtualmente imposible cuando se tienen las condiciones correspondientes a este Nivel de Servicio y la formación de pelotones se hace intensa en la medida en que se esté en presencia de vehículos lentos o de otras interrupciones de la corriente vehicular. El mayor volumen de tránsito que puede obtenerse cuando el camino reúne las condiciones del Nivel de Servicio E define la capacidad del camino, la cual, generalmente, es de 3.200 aut/h total en ambas direcciones. Las condiciones de operación en la capacidad son inestables y difíciles de predecir. En los caminos rurales, las condiciones de operación del tránsito raramente llegan a la de la capacidad fundamentalmente por la pérdida de demanda.

NIVEL DE SERVICIO F: Este Nivel de Servicio representa a la corriente de tránsito altamente congestionada, con volúmenes de demanda que exceden la capacidad del

camino. Los volúmenes de tránsito son menores que los correspondientes a la capacidad y las velocidades altamente variables.

5.1.7.- DATOS REQUERIDOS Y VALORES ESTIMADOS.

La tabla de la Figura N° 5-4 muestra los valores que por defecto pueden ser utilizados como parámetros, por defecto, ante la ausencia de datos locales. La obtención de datos medidos en el terreno, para ser empleados en un análisis de capacidad, es el medio más confiable de generar los valores de los parámetros. Únicamente cuando esto no sea posible podrían ser considerados los valores dados por defecto.

Figura N° 5-4 Datos requeridos: caminos de dos carriles

Datos Requeridos	Valores por defecto
Datos geométricos	
Clase del camino	Figura N° 5-5
Ancho de carril	3,65 m
Ancho de banquina	1,80 m
Densidad de accesos	Figura N° 5-6
Rampa específica o terreno general	Llano
Porcentaje de prohibición de sobrepaso	Figura N° 5-7
V. F. L. de referencia	- -
Longitud del carril de sobrepaso	Figura N° 5-8
Demanda	
Período de análisis	15 minutos
F.H.P	0,88 en zona rural, 0,92 en urbana
Distribución direccional	Figura N° 5-9
Porcentaje de vehículos pesados	Figura N° 5-10

5.1.7.1.- Clase de camino

Los caminos de dos carriles están clasificados en dos clases. Las descripciones generales de cada una de esas dos clases están resumidas en la tabla de la Figura N° 5-5.

5.1.7.2.- Ancho de carril y de banquina.

Las mediciones en el terreno, fotos aéreas, planos de construcción y los organismos viales con jurisdicción sobre las rutas, constituyen las fuentes de información acerca de los

valores correspondientes al ancho de los carriles y las banquetas. El ancho normal de los carriles, para los nuevos caminos, en los EE.UU. es de 3,65 m, mientras que el correspondiente a las banquetas es de 1,80 m. Estos valores pueden ser reducidos a los efectos de adaptarlos a las restricciones de orden topográfico y del medio ambiente. En Canadá, el ancho estándar de los carriles es de 3,70 m.

Figura N° 5-5 Resumen de las clases de los caminos de dos carriles

Clase	Descripción
I	Caminos en los cuales los conductores esperan viajar a relativamente altas velocidades, incluyen las principales rutas interurbanas, arterias primarias y rutas de viajes pendulares diarios.
II	Caminos en los cuales los conductores no necesariamente esperan viajar a altas velocidades, incluyen rutas de acceso, caminos escénicos y recreacionales que no son arteriales y rutas que se desarrollan en terrenos escabrosos

Los valores de 3,65 m para el ancho de los carriles y de 1,80 m para el de las banquetas, pueden ser utilizados por defecto ante la ausencia de datos reales obtenidos en el terreno o de los organismos viales. Si el ancho de los carriles varía a lo largo de un tramo de camino, este último puede ser dividido en subtramos con ancho uniforme de carril, o bien adoptar una longitud promedio ponderada a los efectos de ser empleados en la determinación de la velocidad en flujo libre (VFL)

El mismo método de la longitud promedio ponderada puede ser utilizado si sólo existieran pequeñas variaciones del ancho de los carriles en el tramo, o para anchos variables de banquina. Sin embargo, si las variaciones en el ancho de las banquetas se extienden en longitudes de 750 m o mayores, el tramo debería dividirse en subtramos menores con características físicas consistentes.

5.1.7.3.- Densidad de accesos.

El Manual de Capacidad, cuando define la densidad de puntos de acceso para un camino de dos carriles, hace referencia a la definición dada para caminos multicarril, en consecuencia lo que sigue es precisamente lo que corresponde a ese tipo de caminos.

La densidad de los puntos de accesos es el número total de intersecciones con otros caminos comunes y con caminos menores que conducen a establecimientos privados, ubicados sobre el costado derecho, dividido por la longitud del tramo.

En aquellos casos en los cuales se disponga de datos reales acerca del número de puntos de acceso, la densidad de los mismos puede ser obtenida promediando el mencionado número de puntos para tramos de longitud mínima de 4.800 m. En ausencia de datos reales pueden utilizarse los valores que por defecto se indican en la tabla de la Figura N° 5-6.

Como se mencionara precedentemente la definición dada corresponde a caminos multicarril, en los cuales se toman en consideración los accesos emplazados a la derecha de la calzada analizada.

En el caso de caminos de dos carriles, tal como se verá cuando se analicen ambos sentidos de circulación, se toman los puntos de acceso existente a ambos costados del camino.

Figura N° 5-6 Densidad de puntos de acceso

Tipo de camino	Valores por defecto	Promedio de accesos (un lado)
Camino rural	5	0 – 6
Suburbano de baja densidad	10	7 – 13
Suburbano de alta densidad	16	≥ 13

5.1.7.4.- Rampa específica o terreno general.

En aquellos tramos en los cuales la longitud de las rampas con pendientes mayores del 3% no superen la longitud de 800 m, o bien no existan rampas de pendientes menores de ese 3% cuyas longitudes sean inferiores a los 1.600 m, pueden emplearse las condiciones de terreno general en lugar de las establecidas para una rampa específica.

La pendiente máxima de una rampa larga varía entre el 5% y el 8% en terrenos montañosos. Para terrenos llanos se especifican rampas de pendientes menores, con valores que oscilan entre el 3% y el 5% como máximo. Las pendientes máximas, dentro de cada uno de los rangos mencionados implican la existencia de bajas velocidades, siendo las velocidades de flujo libre menores de 80 km/h.

Si no fuera posible efectuar la medición en el terreno y no estuvieran disponibles los planos correspondientes a la construcción de la rampa, la pendiente y longitud de la misma puede determinarse, aproximadamente, mediante consultas a gente de la zona. En ausencia de datos locales, pueden utilizarse valores por defecto del 3% para una rampa larga en terrenos llanos, del 5% para rampas emplazadas en terrenos ondulados y del 7% las existentes en terrenos montañosos.

5.1.7.5.- Porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso.

El porcentaje de la longitud de cada tramo de camino en el cual está prohibido el sobrepaso puede ser determinado partiendo de los datos locales o mediciones efectuadas en el terreno. En ausencia de esos datos, se pueden emplear los valores dados en la tabla de la Figura N° 5-7.

Figura N° 5-7 Valores por defecto para el porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso

Tipo de terreno	Porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso
Llano	20
Ondulado	50
Montañoso	80

5.1.7.6.- Velocidad en flujo libre para las condiciones de referencia.

La velocidad en flujo libre es fijada para las condiciones de referencia de los caminos de dos carriles, variando su valor entre los 72 km/h y 104 km/h, en función de las características de los caminos.

5.1.7.7.- Longitud del carril de sobrepaso.

La longitud de los carriles de sobrepaso en los caminos de dos carriles varía entre los 320 m y 4.800 m.

Las investigaciones realizadas han mostrado que la longitud óptima de los carriles de sobrepaso oscila entre los 800 m y 3.200 m, dependiendo del volumen equivalente, tal como se muestra en la tabla de la Figura N° 5-8.

Figura N° 5-8 Longitud óptima de los carriles de sobrepaso

Volumen equivalente direccional (aut/h)	Longitud óptima del carril de sobrepaso (metros)
100	≤ 800
200	> 800 y 1.200
400	> 1.200 y 1.600
≥ 700	> 1.600 y 3.200

5.1.7.8.- Extensión del período de análisis.

Las normas para el planeamiento, diseño, análisis y las fuentes disponibles de los organismos viales, determinan la extensión del período de análisis. El analista puede desear evaluar, en un día común de semana, las horas pico que se producen, por la mañana cuando viajan los conductores pendulares, al mediodía y por la tarde cuando regresan los conductores pendulares, o quizás la hora pico que se produce durante un sábado o un domingo, si el tramo de camino analizado es empleado por un alto volumen de tránsito recreacional de fin de semana. Dentro de cada hora analizada, resulta ser de especial interés determinar el máximo volumen de 15 min. El factor de la hora pico es aplicado para convertir el volumen horario en el volumen equivalente pico de 15 min. Al analizar las características del flujo vehicular se ha descrito como determinar la dirección pico y la hora pico de demanda a partir del valor del tránsito medio diario anual.

5.1.7.9.- Factor de la hora pico (FHP).

Siempre que sea posible, el FHP debe ser determinado partiendo de los datos obtenidos en el terreno. Si estos datos no estuvieran disponibles, los factores indicados en la tabla de la Figura N° 5-4 pueden ser utilizados tanto para el análisis del flujo vehicular en ambos sentidos, como así también para el direccional, en un camino de dos carriles. En general los menores valores del FHP son típicos de los caminos rurales o para condiciones de circulación fuera de la hora pico, pero los valores altos de ese factor son comunes para las horas pico de los caminos urbanos y suburbanos. Los valores por defecto de 0,88 para las zonas rurales y el de 0,92 para las áreas urbanas pueden ser empleados cuando no se tienen datos del terreno.

5.1.7.10.- Distribución direccional.

La distribución direccional es definida como de 50/50 para las condiciones de referencia. La mayoría de las distribuciones direccionales en un camino rural de dos carriles varía desde 50/50 a 70/30. En las rutas recreacionales la distribución direccional puede ser tan alta como 80/20 o más durante un feriado u otros períodos pico. En la tabla de la Figura N° 5-9 se dan los valores por defecto, para la distribución direccional, que pueden ser utilizados si no se tienen datos observados en el terreno.

Figura N° 5-9. Valores por defecto para la distribución direccional en un camino de dos carriles

Tipo de camino	Distribución direccional
Caminos rurales	60/40
Caminos urbanos	60/40
Caminos recreacionales	80/20

5.1.7.11.- Porcentaje de vehículos pesados.

Las estadísticas obrantes en los organismos viales locales pueden ser consultadas a los efectos de obtener la información acerca del porcentaje de vehículos pesados en los distintos tipos de caminos y áreas específicas. Cuando los valores estimados de la composición del tránsito no se encuentran disponibles, la tabla de la Figura N° 5-10 proporciona los valores por defecto que pueden ser empleados para el análisis de las rutas primarias. Las rutas recreacionales normalmente pueden tener una mayor proporción de vehículos recreacionales y, frecuentemente, un porcentaje menor de camiones que los indicados en la tabla mencionada.

Figura 5-10. Porcentajes, por defecto, de vehículos pesados en un camino de dos carriles

Tipo de vehículo pesado	Camino rural %	Camino urbano %
Camiones y ómnibus	14	2
Vehículos recreacionales	4	0

5.1.7.12.- Tabla sobre los volúmenes de servicio.

Una tabla que proporciona los volúmenes de servicio para un camino de dos carriles de Clase I es mostrada en la Figura N° 5-11. Empleando esa tabla y partiendo de las condiciones establecidas se determina el volumen horario que puede circular por un camino para, un Nivel de Servicio dado, las características del terreno y la velocidad en flujo libre.

Figura N° 5-11. Ejemplos de volúmenes de servicio para caminos rurales de dos carriles de Clase I
(ver nota al pie acerca de las hipótesis adoptadas)

VFL km/h	Tipo de Terreno	Volúmenes de servicio				
		A	B	C	D	E
104	Llano	260	480	870	1460	2770
	Ondulado	130	290	710	1390	2590
	Montañoso	N/O	160	340	610	1300
96	Llano	260	480	870	1460	2770
	Ondulado	130	290	710	1390	2590
	Montañoso	N/O	160	340	610	1300
88	Llano	N/O	330	870	1460	2770
	Ondulado	N/O	170	710	1390	2590
	Montañoso	N/O	110	340	610	1300
80	Llano	N/O	N/O	330	1000	2770
	Ondulado	N/O	N/O	170	790	2590
	Montañoso	N/O	N/O	110	420	1300
72	Llano	N/O	N/O	N/O	330	2770
	Ondulado	N/O	N/O	N/O	170	2590
	Montañoso	N/O	N/O	N/O	110	1300

Nota:
Hipótesis adoptadas:

- Distribución direccional 60/40;
- Porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso: 20%, 40% y 60% para terrenos llanos, ondulados y montañosos, respectivamente;
- Porcentaje de camiones: 14%
- Porcentaje de vehículos recreacionales: 4%
- N/O = No obtenible para la condición dada

5.2.-INTRODUCCION A LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.

5.2.1.- ALCANCE DE LA METODOLOGÍA.

Para el desarrollo de esta metodología, aplicada por el Manual de Capacidad de Caminos, se han utilizado: una simulación microcópica, datos obtenidos en el terreno y conceptos teóricos. Los procedimientos empleados se aplican tanto al análisis operacional como así también para el planeamiento.

En este apartado se presenta el análisis operacional para segmentos de dos direcciones y para los tramos direccionales de un camino de dos carriles.

Los segmentos de dos direcciones pueden incluir tramos largos de un camino de dos carriles con una sección transversal homogénea y con volúmenes de demanda y composición vehicular relativamente uniformes a lo largo de la sección considerada. Estos tramos de dos direcciones pueden estar ubicados en terrenos tanto llanos como ondulados y los parámetros para determinar su comportamiento, según la metodología empleada, se aplican en forma combinada para ambas direcciones de viaje.

Los caminos de dos carriles emplazados en terrenos montañosos o aquellos que tengan rampas cuya pendiente sea igual o mayor del 3% y con una longitud de 960 m o más, no pueden ser analizados como tramos de dos sentidos de circulación. Ellos deben ser considerados como rampas específicas, ascendentes o descendentes, empleando para ello el análisis para tramos direccionales.

Los tramos direccionales, de un camino de dos carriles, tienen un único sentido de marcha y además presentan una sección transversal homogénea y con relativamente uniformes volúmenes de demanda y composición vehicular a lo largo del sector considerado. Cualquier tramo de camino puede ser evaluado con los procedimientos para un segmento direccional, pero el análisis separado por dirección es particularmente adecuado para las rampas de gran pendiente y para los tramos que contengan un carril adicional de sobrepaso.

Los tipos de tramos direccionales a los cuales está dirigida la aplicación operacional indicada en el Manual, incluyen los tramos direccionales en terrenos llanos y ondulados, rampas específicas ascendentes y descendentes. Cuando solamente es analizada una dirección de un tramo de camino de dos carriles con dos direcciones, se emplea el procedimiento para segmentos direccionales en terrenos llanos y ondulados. Todo

segmento direccional emplazado en terreno montañoso y todas las rampas cuya pendiente sea igual o mayor del 3% y su longitud igual o superior de 960 m deben ser evaluadas como rampas específicas ascendentes o descendentes.

Para el análisis de las rampas específicas tanto ascendentes como descendentes, la longitud de la rampa es la correspondiente al tramo recto más una porción de la curva vertical, tanto en su comienzo como al término de esta última. A la longitud total del tramo recto de una rampa, se le adiciona un cuarto de la longitud de las curvas verticales, existentes en su inicio y terminación. Si dos rampas continuas, ascendentes o descendentes, están unidas por una curva vertical, a la longitud de cada una de esas rampas se le adiciona la mitad de la longitud de la curva vertical. Las medidas del comportamiento determinadas por la metodología para los segmentos direccionales, se aplican únicamente a la dirección de viaje que está siendo analizada. No obstante ello, las medidas del comportamiento del tránsito en el análisis operacional de una dirección, están influenciadas por el volumen equivalente y las características del tránsito, que circula en sentido opuesto.

El objetivo del análisis operacional es el determinar el Nivel de Servicio para un camino existente o propuesto, operando bajo las demandas de tránsito, existentes o proyectadas. El análisis operacional puede ser empleado también para determinar la capacidad de un tramo de un camino de dos carriles, o el volumen de servicio que puede ser conducido por el mismo para un dado Nivel de Servicio.

5.2.2.- LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA.

Algunos caminos de dos carriles, particularmente aquellos que involucran interacciones entre distintos carriles de sobrepaso o carriles de subida, resultan demasiado complejos como para que se le puedan aplicar los procedimientos del cálculo que se verán en este capítulo. Para analizar problemas cuya complejidad escapa a los alcances de lo tratado en este capítulo, en la Parte V del Manual de Capacidad se describe la aplicación de un modelo de simulación para el análisis de un camino de dos carriles.

La metodología para el análisis operacional que se trata en este capítulo no es aplicable a los caminos de dos carriles con intersecciones semaforizadas. Las intersecciones semaforizadas aisladas, existentes en un camino de dos carriles, pueden ser evaluadas con la metodología dada en el Manual de Capacidad en su Capítulo 16 “Intersecciones Semaforizadas”. Los caminos de dos carriles emplazados en áreas urbanas y suburbanas, con múltiples intersecciones cuya distancia entre sí sea igual o menor de

3.200 m pueden ser evaluadas aplicando la metodología del Capítulo 15 “Calles Urbanas” del Manual de Capacidad.

5.3.- METODOLOGÍA.

Las siguientes consideraciones presentan las estimaciones de la capacidad de un camino de dos carriles, definen los niveles de servicio y documentan la metodología a utilizar en los análisis de tipo operacional y de planificación, de un camino de dos carriles. El diagrama dado en la Figura N° 5-12 resume la metodología básica para un camino de dos carriles.

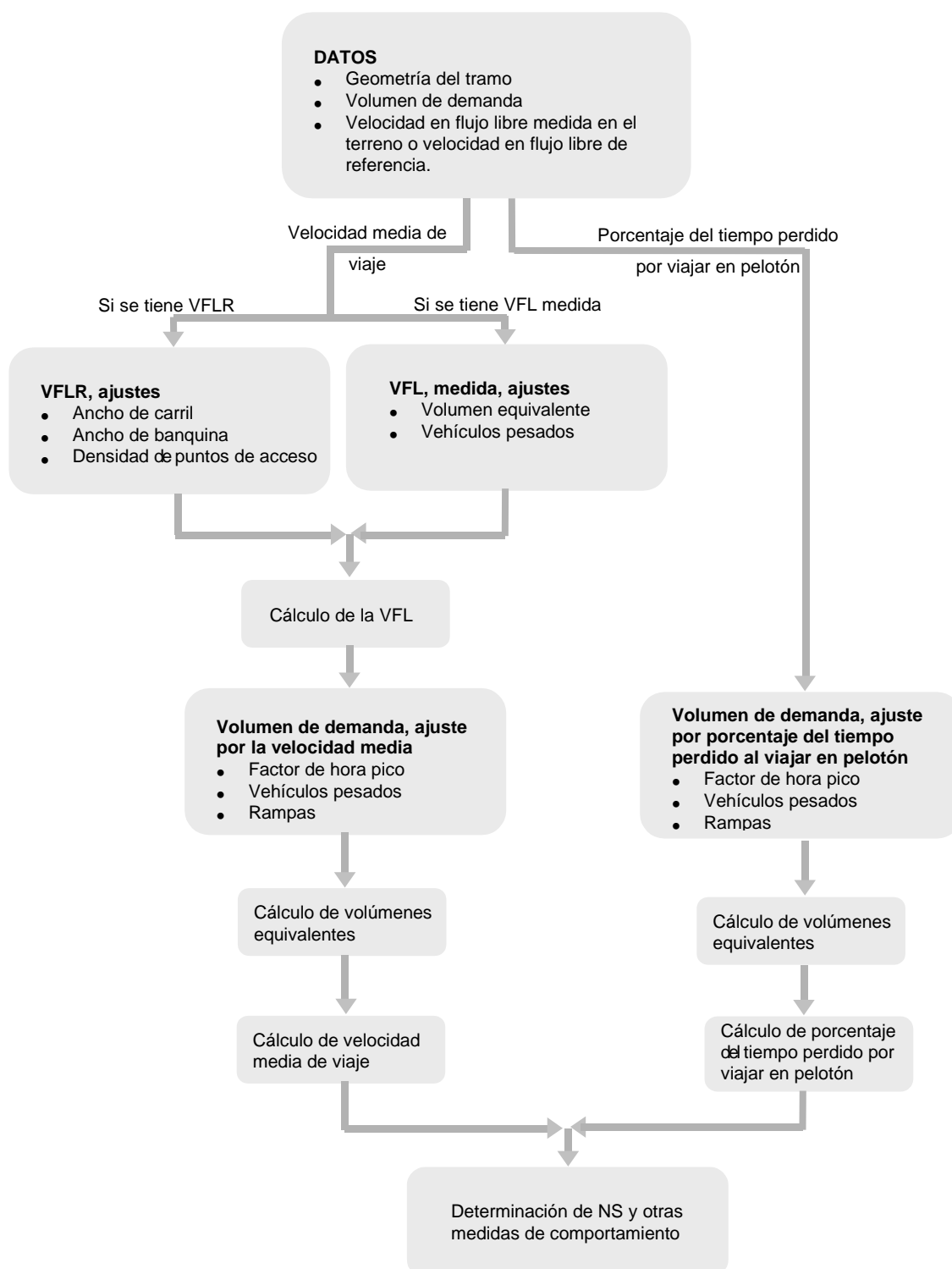
5.3.1.- CAPACIDAD.

La capacidad de un camino de dos carriles es de 1.700 aut/h para cada dirección de marcha. La capacidad es prácticamente independiente de la distribución direccional del tránsito en el camino, excepto que, para tramos de gran longitud de un camino de dos carriles, la capacidad no excederá de los 3.200 aut/h para ambas direcciones de marcha combinadas. Para tramos cortos de un camino de dos carriles, tales como puentes o túneles, una capacidad de 3.200 a 3.400 aut/h para ambas direcciones de marcha combinadas, podría ser obtenida pero no para tramos largos.

5.3.2.- NIVELES DE SERVICIO.

En el punto 5.1.6 se han descrito las características de los niveles de servicio para los caminos de dos carriles. En los caminos de Clase I, lo primordial es la eficiencia de la movilidad y el nivel de servicio es definido en términos de, el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje. En los caminos de Clase II la movilidad es menos crítica que en los de Clase I y los niveles de servicio son definidos únicamente en términos del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, sin efectuar ninguna consideración acerca de la velocidad media de viaje. Los conductores pueden tolerar mayores niveles del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, en aquellos caminos de Clase II en comparación con los de Clase I.

Figura N° 5-12: Metodología para caminos de dos carriles.



Los parámetros correspondientes para la determinación de los niveles de servicio de los caminos de dos carriles de Clase I y Clase II son mostrados en las Figuras N° 5-13, 5-14 y 5-15. La tabla de la Figura N° 5-13 refleja los valores máximos del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje para cada uno de los niveles de servicio para los caminos de Clase I. En el análisis de un tramo de un camino de dos carriles de Clase I, deben emplearse ambos parámetros, el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y la velocidad media de viaje, mostrados en la tabla de la Figura N° 5-13, para poder ser clasificado en un Nivel de Servicio en particular.

La Figura N° 5-14 ilustra los niveles de servicio para un camino de Clase I. Por ejemplo, un camino de dos carriles Clase I con un porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotones igual al 45% y una velocidad media de viaje de 64 km/h podría ser clasificado como de Nivel de Servicio D basándose en los datos de la tabla de la Figura N° 5-13. Sin embargo un camino de Clase II con las mismas condiciones podría ser clasificado como de Nivel de Servicio B, de acuerdo con los datos de la tabla dada en la Figura N° 5-15. La discrepancia entre estas dos clasificaciones del Nivel de Servicio que prestan ambos tipos de caminos representa las diferencias de las expectativas de los conductores que por ellos circulan.

Los parámetros para la determinación de los niveles de servicio dados en las Figuras N° 5-13 a 5-14 son aplicables a todo tipo de camino de dos carriles, incluyendo tramos extensos de dos sentidos de circulación, tramos direccionales largos y a rampas específicas, tanto ascendentes como descendentes.

Figura N° 5-13 Parámetros para la determinación de los niveles de servicio de los caminos de dos carriles de Clase I

Nivel de Servicio	Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón	Velocidad media de viaje
A	≤ 35	> 88
B	$> 35 - 50$	$> 80 - 88$
C	$> 50 - 65$	$> 72 - 80$
D	$> 65 - 80$	$> 64 - 72$
E	> 80	≤ 64
Nota: El Nivel de Servicio F se aplica en aquellos casos en que el volumen equivalente exceda la capacidad del tramo		

Figura N° 5-14: Criterios para la determinación del nivel de servicio en caminos de dos carriles, clase I

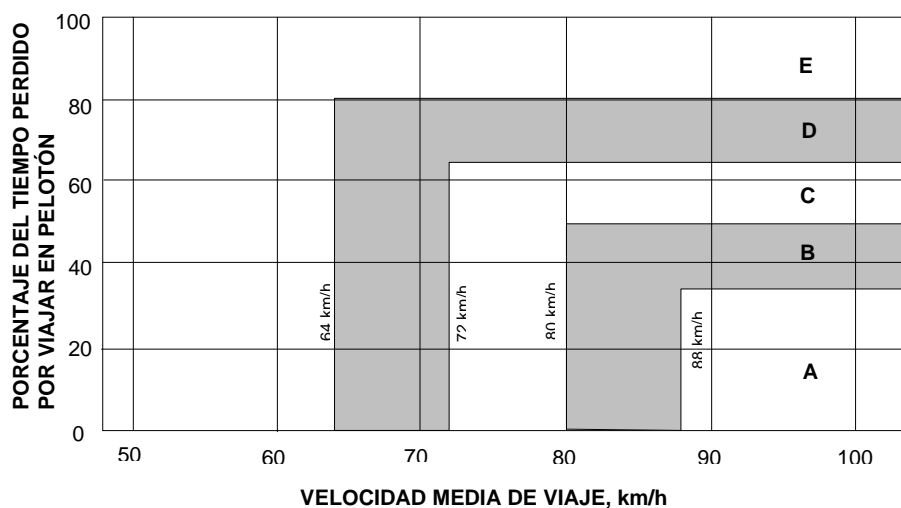


Figura N° 5-15 Parámetros para la determinación de los niveles de servicio de los caminos de dos carriles de Clase II

Nivel de Servicio	Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón
A	≤ 40
B	$> 40 - 55$
C	$> 55 - 70$
D	$> 70 - 85$
E	> 85

Nota:
El Nivel de Servicio F se aplica en aquellos casos en que el volumen equivalente exceda la capacidad del tramo

5.3.3.- Tramos de dos direcciones.

La metodología para el análisis de los tramos de dos direcciones, de un camino de dos carriles, procura determinar las condiciones de operación del tránsito a lo largo de un tramo de camino, basándose en el tipo de terreno, el diseño geométrico y las características del tránsito. El terreno es clasificado en llano u ondulado, tal como se describe más

adelante. El tipo de terreno montañoso es utilizado en el análisis operacional de rampas específicas, ascendentes o descendentes, como se verá posteriormente. Esta metodología es normalmente aplicada a tramos de caminos de por lo menos 3,2 km de longitud.

Los datos, acerca del volumen de tránsito, que son requeridos para poder aplicar la metodología para tramos de doble sentido de circulación, incluyen, el volumen horario considerando ambas direcciones, el factor de hora pico (FHP) y la distribución direccional del flujo vehicular. El factor de la hora pico puede ser determinado mediante mediciones efectuadas en el terreno o bien utilizando los valores que por defecto se indican en la Figura N° 5-4. Los datos acerca del tránsito incluyen también la proporción de camiones y de vehículos recreacionales (VR) en la corriente vehicular.

El análisis operacional de un tramo de camino de dos carriles con, doble sentido de marcha, implica el desarrollo de varios pasos, los cuales se describen a continuación.

5.3.3.1.- Determinación de la velocidad en flujo libre (VFL)

El paso más importante para el establecimiento del Nivel de Servicio de un camino de dos carriles lo constituye la determinación de la velocidad en flujo libre (VFL), la cual puede ser obtenida empleando la velocidad media de los vehículos cuando existe un bajo volumen de tránsito (hasta 200 aut/h en ambas direcciones). Si las mediciones en el terreno deben efectuarse con volúmenes mayores de 200 aut/h, se hace necesario realizar un ajuste en el volumen a los efectos de determinar el valor de la VFL. Este ajuste sobre el volumen se indica más adelante.

Para la determinación de la VFL de un camino de dos carriles pueden emplearse dos métodos: la medición en el terreno o bien la estimación mediante la aplicación de las pautas dadas en este capítulo. El procedimiento de medición en el terreno permite obtener los datos ya sea en forma directa o bien incorporando las mediciones efectuadas en un programa de monitoreo de velocidades. Sin embargo, la medición en el terreno no es necesaria para efectuar un análisis operacional ya que la VFL puede ser estimada partiendo de datos del terreno existentes y empleando el conocimiento de las condiciones del camino.

5.3.3.1.1.- Medición en el terreno.

La velocidad en flujo libre de un camino puede ser determinada en forma directa mediante la realización, en el terreno, de un estudio de velocidades. A los datos obtenidos mediante este tipo de medición no se le efectúa ningún ajuste.

El estudio de velocidades debe ser efectuado en un sector representativo del tramo de camino que está siendo evaluado, así por ejemplo si el camino se desarrolla en una zona llana, no debería efectuarse el estudio de velocidades en un sector en el cual exista una pequeña rampa.

Cualquier técnica de medición de velocidades adecuadas para otros estudios de ingeniería de tránsito, puede ser empleada para la determinación de la velocidad en flujo libre. El estudio en el terreno debe ser realizado en períodos de bajos volúmenes de tránsito (hasta 200 aut/h en ambas direcciones) y deben medirse las velocidades de todos los vehículos o bien efectuar esas mediciones mediante muestreos sistemáticos como ser, por ejemplo, cada décimo vehículo. Debe obtenerse una muestra representativa de la velocidad de por lo menos 100 vehículos, continua o discontinua. Las distintas técnicas para la medición de velocidades pueden ser encontradas en cualquier libro de Ingeniería de Tránsito y en especial en el Manual of Transportation Engineering Studies.

Si el estudio de velocidad debe ser llevado a cabo en tramos con volúmenes, en ambas direcciones, mayores de 200 aut/h, la velocidad en flujo libre puede ser determinada mediante el empleo de las relaciones volumen – velocidad dadas en la Figura N° 5-2, partiendo del hecho de que tanto las velocidades como los volúmenes fueron medidos en el mismo período de tiempo. La velocidad en flujo libre (VFL) puede ser calculada basándose en datos obtenidos en el terreno mediante la aplicación de la Ecuación N° 5-1

$$VFL = S_{FM} + 0,01242 \frac{V_f}{f_{HV}} \quad (5-1)$$

en la cual:

VFL = velocidad en flujo libre estimada (km/h)

S_{FM} = velocidad media del tránsito medida en el terreno (km/h)

V_f = volumen medido en el período en el cual fueron obtenidos los datos del terreno (veh/h)

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados, determinado mediante la aplicación de la Ecuación N° 5-4

Si no fuera posible realizar la medición en el terreno, pueden emplearse datos obtenidos en caminos similares. En este caso, el tramo de camino en el cual fueron hechas las mediciones, debería ser similar al camino bajo análisis, con relación a las variables que afectan a la velocidad en flujo libre, que están identificadas en este capítulo y se verán más adelante.

Los organismos viales que posean programas de monitoreo de las velocidades o tengan datos acerca de las velocidades en sus archivos, pueden optar por utilizar esos datos en lugar de efectuar una nueva medición en el terreno. Esos datos pueden ser empleados en forma directa siempre y cuando ellos hayan sido obtenidos conforme con los procedimientos anteriormente descritos.

5.3.3.1.2.- *Estimación de la velocidad en flujo libre.*

La velocidad en flujo libre puede ser estimada en forma indirecta cuando no se disponga de datos obtenidos en el terreno. Esto representa realizar una mayor tarea para los caminos de dos carriles con relación a la desarrollada en los otros tipos de caminos de flujo ininterrumpido, debido a que la VFL en los caminos de dos carriles varía entre 72 y 104 km/h. A los efectos de estimar la VFL el proyectista debe representar las condiciones de operación del tramo en términos de una velocidad en flujo libre de referencia (VFLR) que refleje las características del tránsito y las geométricas, del camino en estudio.

Los valores estimados de la VFLR pueden ser determinados por el proyectista basándose en los datos de las velocidades y en el conocimientos de las condiciones de operación locales de caminos similares.

El Manual no presenta valores estimados de la VFLR que puedan servir de orientación para su determinación. Ello es debido al amplio rango de variación de las velocidades existente en los caminos de dos carriles y de la importancia de los factores locales y regionales que influyen de los conductores acerca de la velocidad deseada.

La velocidad de diseño y la velocidad máxima establecida para la ruta pueden ser tomadas en cuenta para la determinación de la VFLR, aunque ambas velocidades, en muchos caminos, no están basadas en las condiciones de operación imperante en ellos.

Una vez que la VFLR ha sido estimada, deben efectuarse ajustes a la misma, que tomen en cuenta el ancho de carril, el ancho de la banquina y la densidad de accesos, a los efectos de determinar la velocidad en flujo libre correspondiente al tramo en estudio. Esta velocidad en flujo libre se determina mediante la aplicación de la Ecuación 5-2, indicada a continuación.

$$VFL = VFLR - f_{LS} - f_A \quad (5-2)$$

donde:

VFL = valor estimado de la velocidad en flujo libre dada en km/h

VFLR = valor de referencia de la VFL

f_{LS} = factor de ajuste que tiene en cuenta el ancho de carril y de la banquina. Se lo obtiene de la tabla de la Figura N° 5-16.

f_A = factor de ajuste que tiene en cuenta la densidad de los accesos. Se lo obtiene de la tabla de la Figura N° 5-17.

El primer ajuste realizado para estimar el valor de la VFL, está relacionado con los efectos que sobre la misma ejercen el ancho del carril y de la banquina. Las condiciones de referencia para un camino de dos carriles establecen que el ancho del carril debe ser de 3,65 m, mientras que el ancho requerido para la banquina es de 1,80 m.

La tabla de la Figura N° 5-16 enumera los factores de ajuste, para la estimación de la VFL, que toman en cuenta los carriles y banquetas de anchos menores que los mencionados precedentemente. Los datos de la Figura N° 5-16 indican, por ejemplo, que un camino de dos carriles con carriles de 3,30 m y con banquina de ancho normal (1,80 m) tiene una VFL que es 0,64 km/h menor que la correspondiente a un camino con anchos normales de carril y banquina. En forma similar un camino de dos carriles con carriles normales (3,65 m) y banquetas de 0,60 m tiene una VFL que es 4,16 km/h menor que un camino con carriles y banquetas que cumplen con las condiciones de referencia.

Figura N° 5-16. Factores de ajuste (f_{LS}) para anchos de carril y banquina

Ancho de carril (m)	Factor de reducción de la VFL (km/h)			
	Ancho de la banquina (m)			
	$\geq 0 < 0,60$	$\geq 0,60 < 1,20$	$\geq 1,20 < 1,80$	$\geq 1,80$
$2,70 < 3,00$	10,24	7,68	5,60	3,52
$\geq 3,00 < 3,30$	8,48	5,92	3,84	1,76
$\geq 3,30 < 3,65$	7,52	4,80	2,72	0,64
$\geq 3,65$	6,72	4,16	2,08	0,00

La tabla de la Figura N° 5-17 enumera los factores de ajuste que toman en cuenta la densidad de los accesos. Los factores indican que por cada punto de acceso por kilómetro, la VFL disminuye en alrededor de 0,64 km/h. La densidad de los accesos o de puntos de acceso es determinada dividiendo el total de número de intersecciones con rutas y con caminos privados en ambos lados de la calzada del tramo en estudio por la longitud del mismo en kilómetros. Una intersección debe ser incluida si ella influencia el comportamiento del flujo vehicular; puntos de acceso que no son dignos de atención por parte de los conductores o que presenten poca actividad, no deben ser tomados en cuenta.

Figura N° 5-17.- Factores de ajuste (f_A) para la densidad de puntos de acceso

Puntos de acceso por kilómetro	Factor de reducción de la VFL en km/h
0	0,00
5	3,20
10	6,40
15	9,60
20	12,80
25 o más	16,00

Cuando no se dispone de datos acerca del número de puntos de acceso en un camino de dos carriles, como ser cuando el mismo no ha sido aún construido, pueden emplearse los valores dados en la tabla de la Figura N° 5-6.

Si un tramo de camino contiene curvas cerradas (de radio pequeño) con velocidad de diseño sustancialmente por debajo del resto del tramo, puede ser deseable determinar la VFL en forma separada para los tramos rectos y para las curvas y calcular la VFL del todo el tramo, efectuando un promedio ponderado de las halladas para cada sector en particular.

Los datos para las relaciones de la VFL dados en este capítulo incluyen tanto al tránsito habitual como al que no lo es. No existe una diferencia significativa entre ambos tipos de tránsito. Sin embargo se espera que los conductores habituales u otros que regularmente recorren la ruta utilicen la misma en forma más eficiente que los usuarios recreacionales u otros conductores ocasionales. Si el efecto del tipo de conductor es de consideración, la VFL debe ser medida en el terreno. Si no puede efectuarse la medición en el terreno, deberá seleccionarse una VFL que refleje en forma anticipada el efecto del tipo de conductores. Debe tenerse especial cuidado en no subestimar la VFLR de un camino sobre valorando el efecto de un dado tipo de conductores.

5.3.3.2.- Determinación del volumen equivalente de demanda.

A los efectos de determinar el volumen equivalente de demanda, en automóviles por hora, a ser empleado en el análisis del Nivel de Servicio, deben aplicársele tres factores de ajustes al volumen horario de demanda, determinado mediante conteos de tránsito o por estimaciones del mismo.

Esos factores de ajustes son: el factor de hora pico (FHP), el factor de ajuste por la presencia de una rampa, y el factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados. Los

mencionados factores son aplicados de acuerdo con lo establecido en la Ecuación N° 5-3 dada a continuación:

$$v_p = \frac{V}{FHP \times f_G \times f_{HV}} \quad (5-3)$$

donde:

v_p = volumen equivalente para el máximo período de 15 min. expresado en aut/h.

V = volumen de demanda para el total de la hora pico expresado en veh/h

FHP = factor de la hora pico

f_G = factor de ajuste por la presencia de una rampa

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados.

5.3.3.2.1.- Factor de la hora pico.

El factor de la hora pico (FHP) representa la variación del volumen de tránsito dentro de una hora. El análisis de los caminos de dos carriles está basado en los volúmenes de demanda para el máximo volumen de 15 min, dentro de la hora de interés, usualmente la hora pico. Para efectuar el análisis operacional, el volumen horario total de demanda debe ser convertido a volúmenes equivalentes en automóviles por hora, mediante la aplicación de la Ecuación N° 5-3.

5.3.3.2.2.- Factor de ajuste por la presencia de rampas.

El factor de ajuste por rampas f_G , considera el efecto del terreno sobre la velocidad de viaje y el porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotones, aún cuando en la corriente del tránsito no existan vehículos pesados.

Para la determinación de la velocidad media de viaje, los valores del factor de ajuste por rampas, están indicados en la tabla de la Figura N° 5-18, mientras que los empleados para determinar el porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotones se establecen en la tabla de la Figura N° 5-19.

Figura N° 5-18.- Factor de ajuste por rampas(f_G) para determinar las velocidades medias en tramos de dos sentidos y en los direccionales

Variación del volumen equivalente en tramos de	Variación del volumen equivalente en tramos	Tipo de terreno
--	---	-----------------

doble sentido (aut/h)	direccionales (aut/h)	Llano	Ondulado
0 – 600	0 – 300	1,00	0,71
> 600 – 1.200	> 300 – 600	1,00	0,93
> 1.200	> 600	1,00	0,99

Figura N° 5-19.- Factor de ajuste por rampas (f_G) para la determinación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, en tramos de dos sentidos y en los direccionales

Variación del volumen equivalente en tramos de doble sentido (aut/h)	Variación del volumen equivalente en tramos direccionales (aut/h)	Tipo de terreno	
		Llano	Ondulado
0 – 600	0 – 300	1,00	0,77
> 600 – 1.200	> 300 – 600	1,00	0,94
> 1.200	> 600	1,00	1,00

5.3.3.2.3.-Ajuste por la presencia de vehículos pesados

La presencia de vehículos pesados en la corriente del tránsito provoca una disminución de la velocidad en flujo libre (VFL), debido a que las condiciones de referencia para la corriente de tránsito establecen que ella está compuesta únicamente por automóviles, cosa esta que raramente ocurre. En consecuencia los volúmenes de tránsito deben ser transformados a volúmenes horarios equivalentes expresados en automóviles por hora. Este ajuste o transformación es realizado mediante el empleo del factor f_{HV} .

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular se aplica a dos tipos de vehículos: los camiones y los recreacionales (VR). Los ómnibus, si bien son vehículos pesados, no son considerados en forma separada, pero su proporción dentro de la corriente vehicular debe ser adicionada a la de los camiones.

La determinación del factor de ajuste por vehículos pesados requiere la ejecución de dos pasos. Primeramente deben obtenerse los factores de equivalentes en automóviles para los camiones (E_T), como así también para los vehículos recreacionales (E_R), para las condiciones operación prevalecientes. Debe tomarse en cuenta, tal como se mencionara precedentemente, que la proporción de camiones incluye la de los ómnibus. Una vez determinados estos dos coeficientes y conociendo la proporción de camiones y de vehículos recreacionales, se procede a calcular el factor de ajuste para corregir al volumen de tránsito por la presencia de esos vehículos en su composición. El cálculo del factor se realiza mediante la aplicación de la Ecuación 5-4 que se verá más adelante.

El equivalente en automóviles para los tramos largos de doble sentido de circulación es determinado, para la estimación de las velocidades, empleando la tabla de la Figura N° 5-20, mientras que para la determinación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón se utiliza la tabla de la Figura N° 5-21. El terreno sobre el cual se desarrollan los tramos con doble sentido de circulación debe ser clasificado en las categorías de terreno llano o terreno ondulado.

Figura N° 5-20.- Equivalente en automóviles para camiones y vehículos recreacionales para la determinación de la velocidad media en los tramos con dos direcciones y en los tramos direccionales

Tipo de Vehículo	Variación del volumen equivalente en tramos de dos direcciones (aut/h)	Variación del volumen equivalente en tramos direccionales (aut/h)	Tipo de terreno	
			Llano	Ondulado
Camiones E_T	0 – 600	0 – 300	1,7	2,5
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1,2	1,9
	> 1200	> 600	1,1	1,5
Vehículos Recreacionales E_R	0 – 600	0 – 300	1,0	1,1
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1,0	1,1
	> 1200	> 600	1,0	1,1

Figura N° 5-21.- Equivalente en automóviles para camiones y vehículos recreacionales para la determinación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en los tramos con dos direcciones y en los tramos direccionales

Tipo de Vehículo	Variación del volumen equivalente en tramos de dos direcciones (aut/h)	Variación del volumen equivalente en tramos direccionales (aut/h)	Tipo de terreno	
			Llano	Ondulado
Camiones E_T	0 – 600	0 – 300	1,1	1,8
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1,1	1,5
	> 1200	> 600	1,0	1,0
Vehículos Recreacionales E_R	0 – 600	0 – 300	1,0	1,0
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1,0	1,0
	> 1200	> 600	1,0	1,0

5.3.3.2.4.- Terreno Llano.

Terreno llano es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que permite a los vehículos pesados mantener en forma aproximada la misma velocidad que la desarrollada por los automóviles; este tipo de terreno generalmente incluye pequeñas pendientes de no más del 1 o 2%.

5.3.3.2.5.- Terreno ondulado.

Terreno ondulado es toda combinación del alineamiento horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir substancialmente su velocidad por debajo de las desarrolladas por los automóviles, pero sin llegar a valores tan bajos como los correspondientes a la “velocidad de trepada” o “velocidad crítica”.

5.3.3.2.6.- Determinación del factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados.

Una vez que los valores de E_T y E_R han sido determinados, se procede a calcular el factor de ajuste, f_{HW} , por la presencia de vehículos pesados mediante la aplicación de la siguiente Ecuación N° 5-4:

$$f_{HW} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} \quad (5 - 4)$$

en la cual

P_T = proporción de camiones en la corriente de tránsito, expresada en forma decimal.

P_R = proporción de vehículos recreacionales en la corriente del tránsito, expresada en forma decimal.

E_T = equivalente en automóviles para los camiones obtenido de la tabla de la Figura N° 5-20 o de la tabla de la Figura N° 5-21.

E_R = equivalente en automóviles para vehículos recreacionales obtenido de la tabla de la Figura N° 5-20 o de la tabla de la Figura N° 5-21.

5.3.3.2.7.- Cálculos iterativos.

En las tablas de las Figuras Nos 5-18 a 5-21, el factor de ajuste por la presencia de pendientes f_G y los equivalentes en automóviles para camiones E_T y para vehículos recreacionales E_R , están estratificados de acuerdo con el volumen equivalente expresado en automóviles por hora. Sin embargo hasta que la Ecuación N° 5-3 es aplicada, el volumen

equivalente en automóviles por hora no es conocido. Por lo tanto, se debe efectuar una aproximación iterativa a los efectos de poder determinar el volumen equivalente v_p y luego partiendo del mismo calcular tanto la velocidad media de viaje o el porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotones.

Primeramente se determina el volumen equivalente en vehículos por hora dividiendo el volumen de demanda por el factor de la hora pico (V/FHP). Seguidamente se seleccionan, en las tablas correspondientes, los valores de f_G , E_T y E_R , correspondientes a ese volumen equivalente. Una vez realizado esto se calcula el valor del volumen equivalente en automóviles por hora v_p , mediante el empleo de las Ecuaciones Nos 5-3 y 5-4.

Si el valor determinado de v_p es menor que el correspondiente al del límite superior del rango adoptado, para el cual fueron determinados los factores f_G , E_T y E_R , entonces se da como válido ese valor de v_p y se lo utiliza en el resto de los cálculos.

Si el valor determinado de v_p es mayor que el correspondiente al del límite superior del rango de variación del volumen equivalente, adoptado, se repite el proceso sucesivamente para rangos mayores hasta encontrar un valor de v_p que sea aceptable, es decir que esté dentro de los límites del rango seleccionado. Dado que el mayor rango de variación incluye todos los volúmenes equivalentes superiores a los 1.200 aut/h en ambas direcciones de viaje combinadas, este último valor puede ser empleado si el valor de v_p calculado excede los límites superiores de los dos rangos menores.

5.3.3.3.- Determinación de la velocidad media de viaje.

La velocidad media de viaje es estimada partiendo del valor de la VFL, el volumen equivalente de demanda, y un factor de ajuste que toma en cuenta el porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso. El volumen equivalente de demanda para la estimación de la velocidad media de viaje es determinado mediante el empleo de la Ecuación N° 5-3, empleando del valor de f_{HV} calculado con los equivalentes en automóviles dados en la Figura N° 5-20. La velocidad media de viaje es estimada mediante la utilización de la Ecuación N° 5-5:

$$VMV = VFL - (0,01242 v_p) - f_{np} \quad (5-5)$$

en la cual:

VMV = velocidad media de viaje en ambas direcciones de viaje combinada, en km/h

f_{np} = ajuste por porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso, obtenido de la tabla de la Figura N° 5-22

v_p = volumen equivalente en automóviles por hora para el período pico de 15 min expresado en aut/h

Figura N° 5-22.- Factor de ajuste (f_{np}) por efecto de las zonas con prohibición de sobrepaso sobre la velocidad media de viaje en tramos de doble sentido de circulación.

Volumen equivalente de demanda v_p (aut/h)	Reducción de la velocidad media de viaje (km/h)					
	Porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
200	0,0	0,96	2,24	3,84	4,16	5,60
400	0,0	2,72	4,32	5,60	6,24	7,20
600	0,0	2,56	3,84	4,80	5,44	6,24
800	0,0	2,24	3,04	3,84	4,32	4,80
1000	0,0	1,76	2,56	3,20	3,52	4,16
1200	0,0	1,28	1,92	2,56	3,04	3,36
1400	0,0	0,96	1,60	1,92	2,24	2,72
1600	0,0	0,96	1,28	1,76	2,08	2,40
1800	0,0	0,80	1,12	1,60	1,76	2,08
2000	0,0	0,80	0,96	1,44	1,60	1,76
2200	0,0	0,80	0,96	1,44	1,44	1,76
2400	0,0	0,80	0,96	1,28	1,44	1,76
2600	0,0	0,80	0,96	1,28	1,44	1,60
2800	0,0	0,80	0,96	1,12	1,28	1,44
3000	0,0	0,80	0,96	1,12	1,12	1,28
3200	0,0	0,80	0,96	0,96	0,96	1,12

5.3.3.4.- Determinación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón es calculado partiendo del volumen equivalente de demanda, la distribución direccional del tránsito y el porcentaje de zonas con prohibición al sobrepaso. El volumen equivalente de demanda (v_p) para la estimación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón es determinado mediante la Ecuación N° 5-3 empleando el valor de f_{HV} calculado con los equivalentes en automóviles dados en la tabla de la Figura N° 5-21. El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón puede entonces ser calculado mediante el empleo de la Ecuación N° 5-6. El valor de referencia, del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón puede obtenerse aplicando la Ecuación N° 5-7.

$$PTPP = PTPPR + f_{d/np} \quad (5 - 6)$$

donde:

PTPP = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón

PTPPR = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón de referencia

$f_{d/np}$ = factor de ajuste por el efecto combinado de la distribución direccional del tránsito y el porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso

$$PTPPR = 100(1 - e^{-0,000879v_p}) \quad (5-7)$$

Los factores de ajuste que representan el efecto combinado de la distribución direccional del tránsito y del porcentaje de las zonas con prohibición de sobrepaso están presentados en la tabla de la Figura N° 5-23.

5.3.3.5.- Determinación del Nivel de Servicio.

El primer paso en la determinación del Nivel de Servicio es comparar el volumen equivalente de demanda (v_p), expresado en automóviles por hora con la capacidad de un tramo con doble sentido de circulación, la cual es de 3.200 aut/h. Si v_p es mayor que la capacidad quiere decir que el tramo está sobre saturado y su Nivel de Servicio es F. En forma similar, si el volumen equivalente de demanda, en cualquier dirección de viaje, determinado a partir del volumen equivalente para ambos sentidos y la distribución direccional, es mayor de los 1.700 aut/h, el camino también está sobresaturado y su Nivel de Servicio de F. En el Nivel de Servicio F, el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón es cercano al 100% y las velocidades son altamente variables y difíciles de estimar.

Cuando un tramo de un camino Clase I tiene un volumen equivalente de demanda menor que su capacidad, el Nivel de Servicio correspondiente puede ser determinado mediante la ubicación de un punto en la Figura N° 5-14, que corresponde a los valores estimados del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje. Si un segmento de un camino de Clase II tiene un volumen equivalente de demanda menor que su capacidad, el Nivel de Servicio que presta es determinado mediante la comparación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón con los criterios expuestos en la Figura N° 5-15.

El análisis que se realice, debe incluir el Nivel de Servicio y los valores estimados del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje. Debe tenerse presente que si bien la velocidad media de viaje no se aplica para la determinación del Nivel de Servicio de un camino de Clase II, su estimación puede ser útil para la

evaluación de la calidad del servicio tanto, de los caminos de dos carriles, de una red caminos como también de los sistemas que incluyan el tramo analizado.

Figura N° 5-23.- Factor de ajuste ($f_{d/np}$) por el efecto combinado de la distribución direccional del tránsito y el porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

Volumen equivalente de demanda v_p (aut/h)	Incremento del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón (%)					
	Zonas con prohibición de sobrepaso					
	0	20	40	60	80	100
Distribución direccional 50/50						
≤ 200	0,0	10,1	17,2	20,2	21,0	21,8
400	0,0	12,4	19,0	22,7	23,8	24,8
600	0,0	11,2	16,0	18,7	19,7	20,5
800	0,0	9,0	12,3	14,1	14,5	15,4
1400	0,0	3,6	5,5	6,7	7,3	7,9
2000	0,0	1,8	2,9	3,7	4,1	4,4
2600	0,0	1,1	1,6	2,0	2,3	2,4
3200	0,0	0,7	0,9	1,1	1,2	1,4
Distribución direccional 60/40						
≤ 200	1,6	11,8	17,2	22,5	23,1	23,7
400	0,5	11,7	16,2	20,7	21,5	22,2
600	0,0	11,5	15,2	18,9	19,8	20,7
800	0,0	7,6	10,3	13,0	13,7	14,4
1400	0,0	3,7	5,4	7,1	7,6	8,1
2000	0,0	2,3	3,4	3,6	4,0	4,3
≥ 2600	0,0	0,9	1,4	1,9	2,1	2,2
Distribución direccional 70/30						
≤ 200	2,8	13,4	19,1	24,8	25,2	25,5
400	1,1	12,5	17,3	22,0	22,6	23,2
600	0,0	11,6	15,4	19,1	20,0	20,9
800	0,0	7,7	10,5	13,3	14,0	14,6
1400	0,0	3,8	5,6	7,4	7,9	8,3
≥ 2000	0,0	1,4	4,9	3,5	3,9	4,2
Distribución direccional 80/20						
≤ 200	5,1	17,5	24,3	31,0	31,3	31,6
400	2,5	15,8	21,5	27,1	27,6	28,0
600	0,0	14,0	18,6	23,2	23,9	24,5
800	0,0	9,3	12,7	16,0	16,5	17,0
1400	0,0	4,6	6,7	8,7	9,1	9,5
≥ 2000	0,0	2,4	3,4	4,5	4,7	4,9
Distribución direccional 90/10						
≤ 200	5,6	21,6	29,4	37,2	37,4	37,6
400	2,4	19,0	25,6	32,2	32,5	32,8
600	0,0	16,3	21,8	27,2	27,6	28,0
800	0,0	10,9	14,8	18,6	19,0	19,4
≥ 1400	0,0	5,5	7,8	10,0	10,4	10,7

5.3.3.6.- Otros parámetros para de determinar el comportamiento del tránsito.

La relación volumen – capacidad (v/c) para un tramo extenso con doble sentido de circulación puede ser calculada aplicando la Ecuación N° 5-8

$$\frac{v}{c} = \frac{v_p}{c} \quad (5-8)$$

donde:

v/c = relación volumen – capacidad

c = capacidad de un tramo de doble sentido - normalmente 3.200 aut/h para el doble sentido y 1.700 aut/h para un tramo direccional –

v_p = volumen equivalente para el máximo período de 15 min, en automóviles por hora

El total de vehículos – kilómetro en un tramo extenso de doble sentido de circulación durante el período pico de 15 min se determina mediante la aplicación de la Ecuación N° 5-9

$$VKT_{15} = 0,25 \left(\frac{V}{FHP} \right) L_t \quad (5-9)$$

donde:

VKT = total de vehículos – kilómetro en el tramo analizado durante el período pico de 15 min (veh-km)

L_t = longitud total del tramo analizado en kilómetros

El total de vehículos – kilómetro en un tramo extenso de doble sentido de circulación durante la hora pico se determina aplicando la Ecuación N° 5-10.

$$VKT_{60} = V \times L_t \quad (5-10)$$

donde:

VKT = total de vehículos – kilómetro en el tramo analizado durante la hora pico (veh-km)

La Ecuación N° 5-11 puede ser empleada para calcular el tiempo total de viaje durante el período pico de 15 min mediante la utilización de las Ecuaciones Nos 5-5 y 5-9.

$$TT_{15} = \frac{VKT_{15}}{VMV} \quad (5-11)$$

donde:

TT_{15} = tiempo total de viaje para la totalidad de los vehículos que circulan por el tramo en estudio durante el período pico de 15 min.

5.3.4.- Tramos direccionales.

La metodología de cálculo se aplica a tres tipos de tramos direccionales: tramos direccionales de gran longitud, rampas específicas ascendentes y rampas específicas descendentes.

La metodología para los tramos direccionales es análoga a la de los tramos con doble sentido de circulación, excepto que estima el comportamiento del tránsito y los niveles de servicio para una dirección del tránsito a la vez. No obstante ello, la evaluación operacional de una dirección de viaje en un camino de dos carriles necesariamente debe considerar el volumen de tránsito que circula en la dirección opuesta, pues existe una gran interacción entre las dos direcciones de viaje en un camino de dos carriles debido a que las oportunidades de sobrepaso disminuyen y eventualmente son eliminadas en la medida en que se incrementa el volumen de tránsito de sentido opuesto.

La metodología empleada en el análisis direccional de un tramo de camino de dos carriles se aplica en terrenos llanos u ondulados, normalmente en tramos de caminos, de por lo menos 3,2 km de longitud. Cualquier rampa cuya pendiente sea del 3% o mayor y que por lo menos tenga una longitud de 960 m debe ser analizada empleando los procedimientos específicos para rampas ascendentes y descendentes. Todo tramo en terreno montañoso debe ser considerado mediante el empleo de los procedimientos usados para las rampas ascendentes y descendentes. Los procedimientos empleados para el análisis de las rampas específicas difieren de los aplicados para tramos extensos de caminos fundamentalmente en la consideración del efecto de los vehículos pesados.

La metodología básica para tramos direccionales se aplica a segmentos de caminos de dos carriles, uno para cada sentido de circulación. No obstante ello, existe un procedimiento suplementario para estimar el efecto operacional de un carril adicional de sobrepaso, dentro de un tramo direccional.

5.3.4.1.- Determinación de la velocidad en flujo libre.

El primer paso en el análisis de un tramo direccional consiste en la determinación de la velocidad en flujo libre (**VFL**) empleando cualquiera de los métodos utilizados para los tramos extensos de dos carriles. Esos métodos pueden ser aplicados a un tramo direccional en lugar de hacerlo para considerar las dos direcciones de marcha. Si la VFL para una dirección de viaje, en particular, es determinada mediante mediciones efectuadas en el terreno, la misma debe ser medida bajo condiciones de bajos volúmenes de tránsito, en ambas direcciones.

5.3.4.2.- Determinación del volumen equivalente de demanda.

El volumen equivalente de demanda para el período pico de 15 min en la dirección analizada se determina mediante la aplicación de la Ecuación N° 5-12, la cual es análoga a la Ecuación N° 5-3.

$$v_d = \frac{V}{FHP \times f_G \times f_{HV}} \quad 5-12$$

en la cual:

v_d = volumen equivalente en automóviles para el período pico de 15 min en la dirección analizada (aut/h).

V = volumen de demanda para el total de la hora pico en la dirección analizada, expresada en (veh/h)

f_G = factor de ajuste por la presencia de la rampa.

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados.

Este volumen equivalente de demanda está basado en el FHP, en la composición del tránsito y en el tipo de terreno o de la rampa real en la dirección específica de viaje. De la misma manera que en el procedimiento aplicado un tramo de dos direcciones, se emplean diferentes valores de v_d para estimar la velocidad media de viaje y el porcentaje del tiempo perdido viajando en pelotones, debido a que el factor f_{HV} diferirá para esas aplicaciones.

El análisis direccional también requiere tomar en consideración el volumen equivalente de demanda que circula en la dirección opuesta. Este volumen equivalente de

demanda es calculado empleando la Ecuación N° 5-13, la cual es análoga a la Ecuación N° 5-12.

$$v_o = \frac{V_o}{FHP \times f_G \times f_{HV}} \quad (5-13)$$

donde:

v_o = volumen equivalente en automóviles para el período pico de 15 min en la dirección opuesta de viaje

V_o = volumen de demanda para el total de la hora pico en la dirección opuesta de viaje expresado en veh/h

Los valores del FHP y f_{HV} empleados en la Ecuación N° 5-13 también son aplicables a la dirección de tránsito opuesta a la considerada.

5.3.4.2.1.- Factor de hora pico.

El factor de hora pico (FHP) utilizado en los procedimientos de cálculo para tramos direccionales debe ser el mismo que el aplicado a una única dirección de viaje. De ser posible el FHP debería ser determinado mediante mediciones efectuadas en el terreno, pero si estas no están disponibles pueden emplearse los valores por defecto dados en la tabla de la Figura N° 5-4.

5.3.4.2.2.- Ajuste por la presencia de rampas y vehículos pesados.

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en los tramos direccionales es análogo al empleado para los tramos de dos direcciones, pues los equivalentes en automóviles de los camiones (E_T) y de los vehículos recreacionales (E_R) son determinados y utilizados junto con las proporciones de esos tipos de vehículos en la Ecuación N° 5-4. Sin embargo, los procedimientos para la determinar los valores de E_T y E_R difieren cuando se analiza un tramo direccional extenso o si se estudia una rampa específica, ascendente o descendente.

Los valores de E_T y E_R para un tramo direccional extenso que se desarrolla en un terreno llano u ondulado, son determinados empleando las tablas de las Figuras Nos 5-20 y 5-21, basadas en la metodología para los tramos de dos carriles. Para los tramos direccionales, el valor del factor de ajuste por la presencia de una rampa f_G está dado en las tablas de las Figuras Nos 5-18 y 5-19.

Cualquier rampa ascendente con una pendiente del 3% o mayor y de una longitud de 400 m ó más, **puede** ser analizada como una rampa específica ascendente; sin embargo, cualquier rampa ascendente con pendiente del 3% o mayor y con una longitud de 960 m ó más, **debe** ser analizada con una rampa específica. Esto último incluye a todas las rampas ascendentes en tramos direccionales que se desarrollan en terrenos montañosos. Si se tiene una rampa compuesta por tramos de distinta longitud y pendiente, ella podría ser analizada como una única rampa con una pendiente promedio, cuyo valor se determinará dividiendo la altura total ganada por la longitud total de la rampa y expresando el resultado como un porcentaje.

Los valores del factor de ajuste por la presencia de una rampa f_G , empleado para la determinación de la velocidad media de viaje, están presentados en la tabla de la Figura N° 5-24, mientras que los del factor f_G usado para determinar el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, se dan en la tabla de la Figura N° 5-25. Estos factores de ajuste toman en cuenta el efecto de una rampa sobre la velocidad media de viaje y sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, en una corriente de tránsito compuesta únicamente por automóviles.

Los valores del equivalente en automóviles de los camiones (E_T) empleados en la determinación de la velocidad media de viaje y en el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, están dados en la tabla de la Figura N° 5-26 y en la tabla de la Figura N° 5-27, respectivamente. Estos factores toman en cuenta el efecto de los camiones sobre la velocidad media de viaje y sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, en una rampa específica ascendente, además del efecto de esa rampa sobre los automóviles.

La tabla de la Figura N° 5-28 proporciona los valores del equivalente en automóviles de los vehículos recreacionales (E_R) para la estimación de la velocidad media de viaje en una rampa específica ascendente. Para el cálculo del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en las rampas específicas ascendentes, el valor de factor E_R es siempre igual a 1,0 tal como se muestra en la Figura N° 5-27.

Cualquier rampa descendente con pendiente igual o mayor del 3% y cuya longitud sea de 960 m ó más, **debe** ser analizada como una rampa específica descendente. Esto incluye cualquier rampa descendente de tramos direccionales emplazados en terrenos montañosos. Si se tiene una rampa descendente, compuesta por tramos de distinta longitud y pendiente, ella podría ser analizada como una única rampa con una pendiente promedio, cuyo valor se determinará dividiendo la altura total ganada por la longitud total de la rampa y expresando el resultado como un porcentaje. Debido a que las definiciones de rampas

específicas ascendentes y descendentes son similares, la dirección opuesta de una rampa específica ascendente debe ser analizada como una rampa específica descendente.

Para la mayoría de las rampas específicas descendentes, el factor de ajuste por la presencia de rampas f_G es siempre igual a 1,0, mientras que el factor f_{HV} es determinado con los equivalentes en automóviles dados en las tablas de las Figuras Nos 5-20 y 5-21. Algunas rampas específicas descendentes pueden ser lo suficientemente largas y empinadas como para que los vehículos pesados deban circular a la velocidad de trepada a los efectos de evitar la pérdida de control. Esto perturba a los otros vehículos, incrementa el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y disminuye la velocidad media de viaje. Cuando esto ocurre, el factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados f_{HV} , empleado para la determinación de la velocidad media de viaje, debe ser determinado empleando la Ecuación N° 5-14 en lugar de la Ecuación N° 5-4.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{TC} \times P_T (E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC}) P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} \quad (5 - 14)$$

en la cual:

P_{TC} = proporción (expresada en forma decimal) de todos los camiones en la corriente del tránsito que circulan a la velocidad de trepada en una rampa específica descendente

E_{TC} = equivalente en automóviles de los camiones que circulan a la velocidad de trepada en una rampa específica descendente. Se los obtiene de la tabla de la Figura N° 5-29.

Para la aplicación de la Fórmula N° 5-14, el equivalente en automóviles de los camiones que circulan a la velocidad de trepada (E_{TC}) debe ser determinado a partir de la tabla de la Figura N° 5-29, basada en el volumen equivalente direccional y en la diferencia entre la velocidad en flujo libre (VFL) y la velocidad de trepada de los camiones. El equivalente en automóviles para los otros camiones (E_T) y los vehículos recreacionales (E_R) deben ser los valores para terreno llano dados en la tabla de la Figura N° 5-20. De no existir datos más específicos, la proporción de todos los camiones que circulan a la velocidad de trepada puede ser estimada como igual a la proporción de la totalidad de camiones del tipo semi remolque.

Figura N° 5-24.- Factor de ajuste (f_G) para la estimación de la velocidad media de viaje en las rampas específicas ascendentes

Pendiente de la rampa (%)	Longitud de la rampa (km)	Factor de ajuste por pendiente, f_G		
		Rango de variación del volumen equivalente direccional v_d (aut/h)		
		0 - 300	> 300 - 600	> 600
$\geq 3,0 - < 3,5$	0,40	0,81	1,00	1,00
	0,80	0,79	1,00	1,00
	1,20	0,77	1,00	1,00
	1,60	0,76	1,00	1,00
	2,40	0,75	0,99	1,00
	3,20	0,75	0,97	1,00
	4,80	0,75	0,95	0,97
	$\geq 6,40$	0,75	0,94	0,95
$\geq 3,5 - < 4,5$	0,40	0,79	1,00	1,00
	0,80	0,76	1,00	1,00
	1,20	0,72	1,00	1,00
	1,60	0,69	0,93	1,00
	2,40	0,68	0,92	1,00
	3,20	0,66	0,91	1,00
	4,80	0,65	0,91	0,96
	$\geq 6,40$	0,65	0,90	0,96
$\geq 4,5 - < 5,5$	0,40	0,75	1,00	1,00
	0,80	0,65	0,93	1,00
	1,20	0,60	0,89	1,00
	1,60	0,59	0,89	1,00
	2,40	0,57	0,86	0,99
	3,20	0,56	0,85	0,98
	4,80	0,56	0,84	0,97
	$\geq 6,40$	0,55	0,82	0,93
$\geq 5,5 - < 6,5$	0,40	0,63	0,91	1,00
	0,80	0,57	0,85	0,99
	1,20	0,52	0,83	0,97
	1,60	0,51	0,79	0,97
	2,40	0,49	0,78	0,95
	3,20	0,48	0,78	0,94
	4,80	0,46	0,76	0,93
	$\geq 6,40$	0,45	0,76	0,93
$\geq 6,5$	0,40	0,59	0,86	0,98
	0,80	0,48	0,76	0,94
	1,20	0,44	0,74	0,91
	1,60	0,41	0,70	0,91
	2,40	0,40	0,67	0,91
	3,20	0,39	0,67	0,89
	4,80	0,39	0,66	0,88
	$\geq 6,40$	0,38	0,66	0,87

Figura N° 5-25.- Factor de ajuste (f_G) para la estimación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en las rampas específicas ascendentes

Pendiente de la rampa (%)	Longitud de la rampa (km)	Factor de ajuste por pendiente, f_G		
		Rango de variación del volumen equivalente direccional v_d (aut/h)		
		0 - 300	> 300 - 600	> 600
$\geq 3,0 - < 3,5$	0,40	1,00	0,92	0,92
	0,80	1,00	0,93	0,93
	1,20	1,00	0,93	0,93
	1,60	1,00	0,93	0,93
	2,40	1,00	0,94	0,94
	3,20	1,00	0,95	0,95
	4,80	1,00	0,97	0,96
	$\geq 6,40$	1,00	1,00	0,97
$\geq 3,5 - < 4,5$	0,40	1,00	0,94	0,92
	0,80	1,00	0,97	0,96
	1,20	1,00	0,97	0,96
	1,60	1,00	0,97	0,97
	2,40	1,00	0,97	0,97
	3,20	1,00	0,98	0,98
	4,80	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,40$	1,00	1,00	1,00
$\geq 4,5 - < 5,5$	0,40	1,00	1,00	0,97
	0,80	1,00	1,00	1,00
	1,20	1,00	1,00	1,00
	1,60	1,00	1,00	1,00
	2,40	1,00	1,00	1,00
	3,20	1,00	1,00	1,00
	4,80	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,40$	1,00	1,00	1,00
$\geq 5,5 - < 6,5$	0,40	1,00	1,00	1,00
	0,80	1,00	1,00	1,00
	1,20	1,00	1,00	1,00
	1,60	1,00	1,00	1,00
	2,40	1,00	1,00	1,00
	3,20	1,00	1,00	1,00
	4,80	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,40$	1,00	1,00	1,00
$\geq 6,5$	0,40	1,00	1,00	1,00
	0,80	1,00	1,00	1,00
	1,20	1,00	1,00	1,00
	1,60	1,00	1,00	1,00
	2,40	1,00	1,00	1,00
	3,20	1,00	1,00	1,00
	4,80	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,40$	1,00	1,00	1,00

Figura N° 5-26.- Equivalente en automóviles de los camiones para la estimación de la velocidad media de viaje en rampas específicas ascendentes

Pendiente de la	Longitud de	Factor de ajuste por pendiente, f_G
-----------------	-------------	---------------------------------------

rampa (%)	la rampa (km)	Rango de variación del volumen equivalente direccional v_d (aut/h)		
		0 - 300	> 300 - 600	> 600
$\geq 3,0 - < 3,5$	0,40	2,5	1,9	1,5
	0,80	3,5	2,8	2,3
	1,20	4,5	3,9	2,9
	1,60	5,1	4,6	3,5
	2,40	6,1	5,5	4,1
	3,20	7,1	5,9	4,7
	4,80	8,2	6,7	5,3
	$\geq 6,40$	9,1	7,5	5,7
$\geq 3,5 - < 4,5$	0,40	3,6	2,4	1,9
	0,80	5,4	4,6	3,4
	1,20	6,4	6,6	4,6
	1,60	7,7	6,9	5,9
	2,40	9,4	8,3	7,1
	3,20	10,2	9,6	8,1
	4,80	11,3	11,0	8,9
	$\geq 6,40$	12,3	11,9	9,7
$\geq 4,5 - < 5,5$	0,40	4,2	3,7	2,6
	0,80	6,0	6,0	5,1
	1,20	7,5	7,5	7,5
	1,60	9,2	9,0	8,9
	2,40	10,6	10,5	10,3
	3,20	11,8	11,7	11,3
	4,80	13,7	13,5	12,4
	$\geq 6,40$	15,3	15,0	12,5
$\geq 5,5 - < 6,5$	0,40	4,7	4,1	3,5
	0,80	7,2	7,2	7,2
	1,20	9,1	9,1	9,1
	1,60	10,3	10,3	10,2
	2,40	11,9	11,8	11,7
	3,20	12,8	12,7	12,6
	4,80	14,4	14,3	14,2
	$\geq 6,40$	15,4	15,2	15,0
$\geq 6,5$	0,40	5,1	4,8	4,6
	0,80	7,8	7,8	7,8
	1,20	9,8	9,8	9,8
	1,60	10,4	10,4	10,2
	2,40	12,0	11,9	11,7
	3,20	12,9	12,8	12,7
	4,80	14,5	14,4	14,3
	$\geq 6,40$	15,4	15,3	15,2

Figura N° 5-27.- Equivalente en automóviles para camiones y vehículos recreacionales para la estimación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en rampas específicas ascendentes

Pendiente de la rampa (%)	Longitud de la rampa (km)	Equivalente en automóviles para camiones, E _T			V.R. E _R
		Rango de variación del volumen equivalente direccional v _d (aut/h)			
		0 - 300	> 300 - 600	> 600	
≥ 3,0 - < 3,5	0,40	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,80	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,20	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,60	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,40	1,0	1,0	1,0	1,0
	3,20	1,0	1,0	1,0	1,0
	4,80	1,4	1,0	1,0	1,0
	≥ 6,40	1,5	1,0	1,0	1,0
≥ 3,5 - < 4,5	0,40	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,80	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,20	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,60	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,40	1,1	1,0	1,0	1,0
	3,20	1,4	1,0	1,0	1,0
	4,80	1,7	1,1	1,2	1,0
	≥ 6,40	2,0	1,5	1,4	1,0
≥ 4,5 - < 5,5	0,40	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,80	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,20	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,60	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,40	1,1	1,2	1,2	1,0
	3,20	1,6	1,3	1,5	1,0
	4,80	2,3	1,9	1,7	1,0
	≥ 6,40	3,3	2,1	1,8	1,0
≥ 5,5 - < 6,5	0,40	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,80	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,20	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,60	1,0	1,2	1,2	1,0
	2,40	1,5	1,6	1,6	1,0
	3,20	1,9	1,9	1,8	1,0
	4,80	3,3	2,5	2,0	1,0
	≥ 6,40	4,3	3,1	2,0	1,0
≥ 6,5	0,40	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,80	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,20	1,0	1,0	1,3	1,0
	1,60	1,3	1,4	1,6	1,0
	2,40	2,1	2,0	2,0	1,0
	3,20	2,8	2,5	2,1	1,0
	4,80	4,0	3,1	2,2	1,0
	≥ 6,40	4,8	3,5	2,3	1,0

Figura N° 5-28.- Equivalente en automóviles de los vehículos recreacionales para la estimación de la velocidad media de viaje en rampas específicas ascendentes

Pendiente de la rampa (%)	Longitud de la rampa (km)	Equivalente en automóviles para los vehículos recreacionales, E_R		
		Rango de variación del volumen equivalente direccional v_d (aut/h)		
		0 – 300	> 300 - 600	> 600
$\geq 3,0 - < 3,5$	0,40	1,1	1,0	1,0
	0,80	1,2	1,0	1,0
	1,20	1,2	1,0	1,0
	1,60	1,3	1,0	1,0
	2,40	1,4	1,0	1,0
	3,20	1,4	1,0	1,0
	4,80	1,5	1,0	1,0
	$\geq 6,40$	1,5	1,0	1,0
$\geq 3,5 - < 4,5$	0,40	1,3	1,0	1,0
	0,80	1,3	1,0	1,0
	1,20	1,3	1,0	1,0
	1,60	1,4	1,0	1,0
	2,40	1,4	1,0	1,0
	3,20	1,4	1,0	1,0
	4,80	1,4	1,0	1,0
	$\geq 6,40$	1,5	1,0	1,0
$\geq 4,5 - < 5,5$	0,40	1,5	1,0	1,0
	0,80	1,5	1,0	1,0
	1,20	1,5	1,0	1,0
	1,60	1,5	1,0	1,0
	2,40	1,5	1,0	1,0
	3,20	1,5	1,0	1,0
	4,80	1,6	1,0	1,0
	$\geq 6,40$	1,6	1,0	1,0
$\geq 5,5 - < 6,5$	0,40	1,6	1,0	1,0
	0,80	1,6	1,0	1,0
	1,20	1,6	1,0	1,0
	1,60	1,6	1,0	1,0
	2,40	1,6	1,0	1,0
	3,20	1,6	1,0	1,0
	4,80	1,6	1,2	1,0
	$\geq 6,40$	1,6	1,5	1,2
$\geq 6,5$	0,40	1,6	1,0	1,0
	0,80	1,6	1,0	1,0
	1,20	1,6	1,0	1,0
	1,60	1,6	1,0	1,0
	2,40	1,6	1,0	1,0
	3,20	1,6	1,0	1,0
	4,80	1,6	1,3	1,3
	$\geq 6,40$	1,6	1,5	1,4

Figura N° 5-29.- Equivalentes en automóviles para la estimación del efecto sobre la velocidad media de viaje de los camiones que circulan a la velocidad de trepada en una rampa descendente de gran longitud y pendiente

Diferencia entre la VFL y la velocidad de trepada de los camiones (km/h)	Equivalente en automóviles para los camiones que circulan a la velocidad de trepada, E_{TC}		
	Rango de variación del volumen equivalente direccional v_d (aut/h)		
	0 - 300	> 300 - 600	> 600
≤ 24	4,4	2,8	1,4
40	14,3	9,6	5,7
≥ 64	34,1	23,1	13,0

5.3.4.2.3.- Cálculos iterativos.

De la misma manera que en los procedimientos para el análisis de los tramos de dos sentidos de circulación, las Ecuaciones Nos 5-12 y 5-13 deben ser aplicadas, en algunas ocasiones, en forma iterativa, a los efectos de poder determinar los valores de v_d y v_o . Este proceso iterativo para los tramos direccionales es análogo al empleado para aquellas secciones con doble sentido de circulación, pero con las siguientes diferencias:

- Para tramos largos en terrenos llanos u ondulados y para rampas específicas descendentes, los volúmenes equivalentes direccionales de las tablas de las Figuras Nos 5-18 a 5-21 son empleados en lugar de los correspondientes a los tramos con doble sentido de circulación.
- Para rampas específicas las tablas de las Figuras Nos 5-24 a 2-28 son utilizadas en lugar de las que se muestran en las Figuras Nos 5-18 a 5-21.
- Para rampas específicas descendentes en las cuales algunos camiones circulan a la velocidad de trepada, debe emplearse la Ecuación N° 5-14 en lugar de la Ecuación N° 5-4.

5.3.4.3.- Determinación de la velocidad media de viaje.

La velocidad media de viaje se calcula partiendo de la velocidad en flujo libre VFL, del volumen equivalente de demanda, del volumen equivalente que circula en dirección contraria y un factor de ajuste que toma en cuenta el porcentaje de las zonas con restricción

al sobrepaso dentro de la dirección analizada. La Ecuación N° 5-15 proporciona el valor estimado de la velocidad media de viaje.

$$VMV_d = VFL_d - 0,01242 (v_d + v_o) - f_{np} \quad 5-15$$

en la cual:

VMV_d = velocidad media de viaje en la dirección analizada (km/h)

VFL_d = velocidad en flujo libre en la dirección analizada (km/h)

v_d = volumen equivalente en automóviles para el período pico de 15 min en la dirección analizada (aut/h)

v_o = volumen equivalente en automóviles para el período pico de 15 min. en la dirección de sentido opuesto (aut/h), determinado por la Ecuación N° 5-13.

f_{np} = factor de ajuste que toma en cuenta el porcentaje de las zonas con restricción al sobrepaso en la dirección de análisis (ver tabla de Figura N° 5-30).

El término que contiene los valores v_d y v_o en la Ecuación N° 5-15, representa la relación entre la velocidad media de viaje y los volúmenes equivalentes en la dirección analizada y en el sentido opuesto, expresada en el punto 5.1.4. El factor de ajuste f_{np} tiene en cuenta el efecto del porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso en la dirección analizada. Tal como puede apreciarse en la tabla de la Figura N° 5-30, este efecto es mayor cuando el volumen equivalente que circula por la dirección opuesta es bajo y en la medida en que ese volumen se incrementa el efecto tiende a 0 (cero), dado que las zonas con posibilidad de paso y las que no lo tienen se tornan irrelevantes si el volumen de tránsito en sentido opuesto no permite efectuar el sobrepaso.

5.3.4.4.- Determinación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón se determina en función del volumen equivalente de demanda en la dirección analizada, el volumen equivalente que circula en la dirección opuesta y un factor de ajuste por el porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso en la dirección analizada. La Ecuación N° 5-16 proporciona el valor del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

$$PTPP_d = PTPPR_d + f_{np} \quad (5-16)$$

Figura N° 5-30.- Factor de ajuste (f_{np}) para la determinación de la velocidad media de viaje, por la existencia de zonas con restricción al sobrepaso en tramos direccionales

Volumen de demanda en sentido opuesto (aut/h)	Porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
VFL = 104 km/h					
≤ 100	1,76	3,52	4,48	4,80	4,96
200	3,52	5,28	6,24	6,40	6,72
400	2,56	3,68	4,32	4,48	4,64
600	2,24	2,40	2,72	3,04	3,20
800	1,12	1,60	1,92	2,24	2,40
1.000	0,96	1,28	1,76	1,76	1,92
1.200	0,96	1,28	1,44	1,60	1,76
1.400	0,96	1,12	1,44	1,44	1,44
≥ 1.600	0,96	1,12	1,12	1,12	1,12
VFL = 96 km/h					
≤ 100	1,12	2,72	4,00	4,48	4,64
200	3,04	4,64	5,92	6,40	6,72
400	2,24	3,20	4,00	4,32	4,64
600	1,76	2,08	2,56	3,04	3,20
800	0,96	1,12	1,76	2,08	2,24
1.000	0,96	1,12	1,44	1,76	1,92
1.200	0,80	1,12	1,44	1,44	1,76
1.400	0,80	0,96	1,28	1,28	1,44
≥ 1.600	0,80	0,96	1,12	1,12	1,12
VFL = 88 km/h					
≤ 100	0,80	1,92	3,52	4,16	4,32
200	3,04	3,84	5,60	6,24	6,56
400	2,24	3,04	3,84	4,32	4,48
600	1,76	1,76	2,56	2,88	3,04
800	0,96	1,12	1,76	1,92	2,24
1.000	0,96	0,96	1,28	1,44	1,76
1.200	0,80	0,96	1,12	1,44	1,60
1.400	0,80	0,96	1,12	1,12	1,44
≥ 1.600	0,80	0,80	0,96	0,96	1,12
VFL = 80 km/h					
≤ 100	0,32	1,12	3,04	3,84	4,00
200	1,92	3,20	5,28	6,24	6,40
400	1,76	2,56	3,52	4,16	4,32
600	0,96	1,44	2,24	2,72	3,04
800	0,64	0,96	1,44	1,92	2,08
1.000	0,64	0,64	1,12	1,44	1,76
1.200	0,64	0,64	1,12	1,28	1,60
1.400	0,64	0,64	0,96	1,12	1,28
≥ 1.600	0,64	0,64	0,80	0,80	0,96
VFL = 72 km/h					
≤ 100	0,16	0,64	2,72	3,52	3,84
200	1,44	2,56	4,96	6,08	6,40
400	1,44	0,80	3,20	4,00	4,32
600	0,64	0,48	2,08	2,72	2,88
800	0,48	0,48	1,28	1,76	1,92
1.000	0,48	0,48	0,96	1,28	1,76
1.200	0,48	0,48	0,96	1,12	1,60
1.400	0,48	0,48	0,96	0,96	1,12
≥ 1.600	0,48	0,48	0,64	0,64	0,96

en la cual:

$PTPP_d$ = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en la dirección analizada.

$PTPPR_d$ = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón para la condición de referencia, en la dirección analizada

f_{np} = factor de ajuste por el porcentaje de las zonas con restricción al sobrepaso en la dirección analizada (de la tabla de la Figura N° 5-31)

El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón para la condición de referencia, bajo los volúmenes reales de tránsito en la dirección analizada, empleado en la Ecuación N° 5-16 es determinado mediante la Ecuación N° 5-17

$$PTPPR_d = 100 \left(1 - e^{av_d^b} \right) \quad (5-17)$$

Los valores de los coeficientes “a” y “b” utilizados en la Ecuación N° 5-17 son determinados a partir del volumen equivalente existente en la dirección de viaje opuesta a la analizada, tal como se muestra en la tabla de la Figura N° 5-32.

El factor de ajuste f_{np} de la Ecuación N° 5-16 toma en cuenta el efecto del porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso en la dirección analizada. Este efecto, tal como se mencionara precedentemente, puede apreciarse en la tabla de la Figura N° 5-31, es mayor para los bajos volúmenes equivalentes de tránsito en la dirección opuesta a la analizada y disminuye en la medida en que se va incrementando ese volumen equivalente, puesto que las zonas en las cuales puede efectuarse el sobrepaso y en las que el mismo está restringido, se vuelven irrelevantes si el volumen equivalente en la dirección de sentido contrario es lo suficientemente alto como para que no exista la posibilidad de efectuar sobrepaso.

5.3.4.5.- Determinación de los niveles de servicio.

El primer paso en la determinación del Nivel de Servicio es comparar el número de automóviles equivalentes (v_d) con la capacidad de la calzada que es de 1.700 aut/h. Si v_d es mayor que la capacidad, el camino está sobresaturado y en consecuencia el Nivel de Servicio es F. Cuando se tiene un Nivel de Servicio F, el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, es cercano al 100% y las velocidades son altamente variables y difíciles de estimar.

Figura N° 5-31.- Factor de ajuste (f_{np}) para el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón para distintos porcentajes de zonas con restricción al sobrepaso, en tramos direccionales

Volumen de demanda en sentido opuesto (aut/h)	Porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
VFL = 104 km/h					
≤ 100	10,1	17,2	20,2	21,0	21,8
200	12,4	19,0	22,7	23,8	24,8
400	9,0	12,3	14,1	14,4	15,4
600	5,3	7,7	9,2	9,7	10,4
800	3,0	4,6	5,7	6,2	6,7
1.000	1,8	2,9	3,7	4,1	4,4
1.200	1,3	2,0	2,6	2,9	3,1
1.400	0,9	1,4	1,7	1,9	2,1
≥1.600	0,7	0,9	1,1	1,2	1,4
VFL = 96 km/h					
≤ 100	8,4	14,9	20,9	22,8	26,6
200	11,5	18,2	24,1	26,2	29,7
400	8,6	12,3	14,8	15,9	18,1
600	5,1	7,5	9,6	10,6	12,1
800	2,8	4,5	5,9	6,7	7,7
1.000	1,6	2,8	3,7	4,3	4,9
1.200	1,2	1,9	2,6	3,0	3,4
1.400	0,8	1,3	1,7	2,0	2,3
≥1.600	0,6	0,9	1,1	1,2	1,5
VFL = 88 km/h					
≤ 100	6,7	12,7	21,7	24,5	31,3
200	10,5	17,5	25,4	28,6	34,7
400	8,3	11,8	15,5	17,5	20,7
600	4,9	7,3	10,0	11,5	13,9
800	2,7	4,3	6,1	7,2	8,8
1.000	1,5	2,7	3,8	4,5	5,4
1.200	1,0	1,8	2,6	3,1	3,8
1.400	0,7	1,2	1,7	2,0	2,4
≥1.600	0,6	0,9	1,2	1,3	1,5
VFL = 80 km/h					
≤ 100	5,0	10,4	22,4	26,3	36,1
200	9,6	16,7	26,8	31,0	39,6
400	7,9	11,6	16,2	19,0	23,4
600	4,7	7,1	10,4	12,4	15,6
800	2,5	4,2	6,3	7,7	9,8
1.000	1,3	2,6	3,8	4,7	5,9
1.200	0,9	1,7	2,6	3,2	4,1
1.400	0,6	1,1	1,7	2,1	2,6
≥1.600	0,5	0,9	1,2	1,3	1,6
VFL = 72 km/h					
≤ 100	3,7	8,5	23,2	28,2	41,6
200	8,7	16,0	28,2	33,6	45,2
400	7,5	11,4	16,9	20,7	26,4
600	4,5	6,9	10,8	13,4	17,6
800	2,3	4,1	6,5	8,2	11,0
1.000	1,2	2,5	3,8	4,9	6,4
1.200	0,8	1,6	2,6	3,3	4,5
1.400	0,5	1,0	1,7	2,2	2,8
≥1.600	0,4	0,9	1,2	1,3	1,7

Figura N° 5-32.- Valores de los coeficientes usados en la estimación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, para tramos direccionales

Volumen de demanda en sentido opuesto (aut/h)	a	b
≤ 200	-0,013	0,668
400	-0,057	0,479
600	-0,100	0,413
800	-0,173	0,349
1.000	-0,320	0,276
1.200	-0,430	0,242
1.400	-0,522	0,225
≥ 1.600	-0,665	0,199

Para un tramo de un camino de Clase I, con una demanda menor que su capacidad, el Nivel de Servicio es determinado mediante la ubicación del punto correspondiente al porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y a la velocidad media de viaje en la Figura N° 5-14. Para un tramo de un camino de Clase II, con una demanda menor que su capacidad, el Nivel de Servicio es determinado mediante la comparación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, en la dirección analizada, con los valores dados en la Figura N° 5-15. El informe con los resultados del análisis debería incluir el Nivel de Servicio y los valores estimados del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje. No obstante que la velocidad media de viaje no es considerada en la determinación del Nivel de Servicio de un camino de Clase II, la estimación de esa velocidad media puede resultar muy útil para la evaluación de la calidad del servicio que están brindando, un camino de dos carriles, una red vial o un sistema del cual el tramo en cuestión forma parte.

5.3.4.6.- Otras formas de determinar el comportamiento del tránsito.

Otras medidas del comportamiento de la corriente vehicular, incluyen la relación volumen – capacidad (v/c), el total de vehículos por kilómetro (veh – km) y el tiempo total de viaje para la totalidad de los vehículos que circulan por el tramo en estudio. Esos factores pueden ser obtenidos aplicando las Ecuación Nos 5-8 a 5-11, pero empleando volúmenes direccionales, volúmenes equivalentes y velocidades en lugar de sus equivalentes usados en los tramos de doble sentido de circulación.

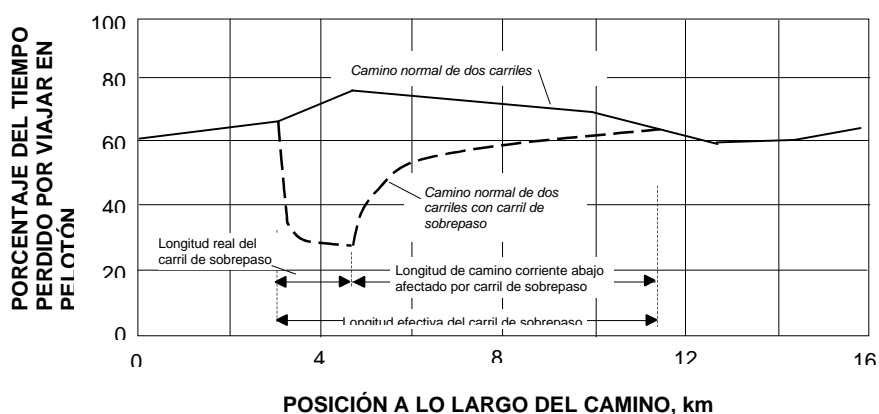
5.3.5.- Tramos Direccionales con carril de sobrepaso.

Teniendo en cuenta que un carril de sobrepaso, en un camino de dos carriles, tanto en terreno llano como ondulado, ejerce un cierto efecto sobre el Nivel de Servicio de ese camino, en el Manual se proporciona un procedimiento basado en un análisis operacional a los efectos de estimar ese efecto.

Ese procedimiento no se aplica a carriles adicionales en terrenos montañosos o en rampas específicas ascendentes, las cuales son denominadas rampas de subida. Un análisis operacional, para este tipo de rampas de subida será visto más adelante.

La Figura N° 5-33 ilustra el efecto operacional de un carril de sobrepaso sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón. La figura muestra que el agregado de un carril de sobrepaso proporciona beneficios operacionales hasta cierta distancia corriente abajo antes de que el mencionado porcentaje retorne a su anterior valor. En consecuencia la longitud efectiva de un carril de sobrepaso es mayor que su longitud real.

Figura N° 5-33: Efecto operacional del carril de sobrepaso en el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.



La Figura N° 5-34 muestra la forma en que el volumen equivalente que circula corriente abajo del carril de sobrepaso, se beneficia por la presencia del mismo tanto en términos de porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, como en la velocidad media de viaje.

Figura N° 5-34.- Longitud, corriente abajo, de la calzada afectada por carriles de sobrepaso en tramos emplazados en terrenos llanos u ondulados

Volumen equivalente direccional. (aut/h)	Longitud de la calzada afectada. L_{de} (km)	
	Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón	Velocidad media de viaje (km/h)
≤ 200	20,80	2,72
400	12,96	2,72
700	9,12	2,72
≥ 1.000	5,76	2,72

Los procedimientos del análisis dimensional, presentados aquí para los carriles de sobrepaso emplazados en terrenos llanos u ondulados, se aplican a los tramos direccionales de los caminos de dos carriles que contienen la totalidad del carril de sobrepaso. Las secciones de un camino de dos carriles, corriente arriba y corriente abajo del carril de sobrepaso también pueden ser incluidas en el cálculo. Cuando sea posible, el segmento direccional deberá incluir no sólo el carril de sobrepaso sino también la longitud total de la calzada, corriente abajo, beneficiada por su presencia, tal como se indica en la Figura N° 5-34.

Existen procedimientos especiales para los tramos direccionales que incluyen sólo una parte de la longitud efectiva, corriente abajo, del carril de sobrepaso, como por ejemplo, cuando el análisis de un tramo debe terminar debido a la proximidad de una pequeña ciudad o debido a un cambio en el volumen de demanda.

El efecto de adicionar un segundo carril de sobrepaso en la misma dirección de viaje dentro de la longitud efectiva del primer carril de sobrepaso, resulta muy difícil de evaluar. En tales situaciones, se recomienda efectuar una evaluación, empleando un modelo de simulación de tránsito. Los procedimientos para el análisis operacional para los carriles de sobrepaso emplazados tanto en terreno llano, como ondulado, se describen a continuación.

5.3.5.1.- Análisis de un tramo direccional con carril de sobrepaso.

El primer paso en un análisis operacional de un carril de sobrepaso consiste en aplicar, a la sección transversal normal sin el carril de sobrepaso, el procedimiento para tramos direccionales, que se desarrollan en terreno llano u ondulado.

Los datos requeridos para el referido análisis son: el volumen de demanda en la dirección analizada, el volumen de demanda en el carril de sentido opuesto, la composición del tránsito, los anchos del carril y de la banquina y el porcentaje de zonas con restricción al

sobrepaso. Los valores del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje, son obtenidos como resultado de la aplicación de este análisis operacional.

5.3.5.1.1.- *División del tramo en distintas secciones o subtramos.*

El paso siguiente consiste en dividir el tramo analizado en cuatro secciones, las cuales son:

- 1.- Corriente arriba del carril de sobrepaso.
- 2.- El carril de sobrepaso.
- 3.- Corriente abajo del carril de sobrepaso dentro de su longitud efectiva.
- 4.- Corriente abajo del carril de sobrepaso, más allá longitud efectiva.

La suma de las longitudes de estas cuatro secciones, debe ser igual a la longitud del tramo en estudio. El análisis de las secciones y las longitudes de ellas serán diferentes para las estimaciones del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón y de la velocidad media de viaje, dado que las longitudes corriente abajo, difieren para esos cálculos, tal como se muestra en la Figura N° 5-34.

La longitud del carril de sobrepaso, L_{pl} , empleada en el análisis puede ser tanto la longitud real del carril construido como la planificada. La longitud del carril de sobrepaso incluye la longitud del carril adicionado y las longitudes de los abocinamientos de entrada y salida. El procedimiento de análisis está calibrado para los carriles de sobrepaso cuyas longitudes se encuentren dentro de los rangos de longitudes óptimas dadas en la Figura N° 5-8. Las longitudes, de carril de sobrepaso, substancialmente menores que las óptimas indicadas pueden proporcionar menores beneficios operacionales que los determinados mediante este procedimiento de cálculo.

La longitud del segmento convencional del camino de dos carriles, L_u , ubicado corriente arriba del carril de sobrepaso, es determinada por la ubicación, real o proyectada, del carril de sobrepaso dentro del tramo analizado. La longitud de la sección de camino, corriente abajo, dentro de la zona de influencia del carril de sobrepaso, L_{de} , es determinada partiendo de la Figura N° 5-34. Cualquier longitud más allá de la correspondiente a la zona de influencia del carril de sobrepaso, L_d , que se incluya dentro del tramo analizado, se determina como se muestra en la Ecuación N° 5-18.

$$L_d = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de}) \quad (5-18)$$

donde:

L_d = longitud del camino de dos carriles, corriente abajo del carril de sobrepaso, más allá de la zona de influencia de este último (km).

L_t = longitud total del tramo analizado (km).

L_u = longitud del camino de dos carriles corriente arriba del carril de sobrepaso (km)

L_{pl} = longitud del carril de sobrepaso incluyendo los abocinamientos de entrada y salida

L_{de} = longitud corriente abajo del camino de dos carriles dentro de la zona de influencia del carril de sobrepaso (km) (de la Figura N° 5-34)

5.3.5.1.2.- Determinación del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

Se acepta que en cada una de las longitudes L_u y L_d , el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, es igual al calculado mediante el empleo del procedimiento para los segmentos direccionales. Dentro del carril de sobrepaso, el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón oscila entre el 58% y el 62% de su valor para el tramo corriente arriba. Este efecto varía en función del volumen equivalente direccional, tal como se muestra en la tabla de la Figura N° 5-35.

Se supone que dentro de la longitud L_{de} , corriente abajo del carril de sobrepaso, el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón se incrementa linealmente en función de la distancia al carril de sobrepaso hasta alcanzar su valor normal del tramo corriente arriba.

De acuerdo con lo expuesto el valor promedio del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, para todo el tramo en estudio incluyendo el carril de sobrepaso, puede ser calculado mediante el empleo de la Ecuación N° 5-19.

$$PTPP_{pl} = \frac{PTPP_d \left[L_u + L_d + (f_{pl} \times L_{pl}) + \left(\frac{1 + f_{pl}}{2} \right) L_{de} \right]}{L_t} \quad (5-19)$$

en la cual:

$PTPP_{pl}$ = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en la totalidad del tramo incluyendo el carril de sobrepaso.

$PTPP_d$ = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón en la totalidad del tramo sin el carril de sobrepaso, obtenido de la Ecuación N° 5-26.

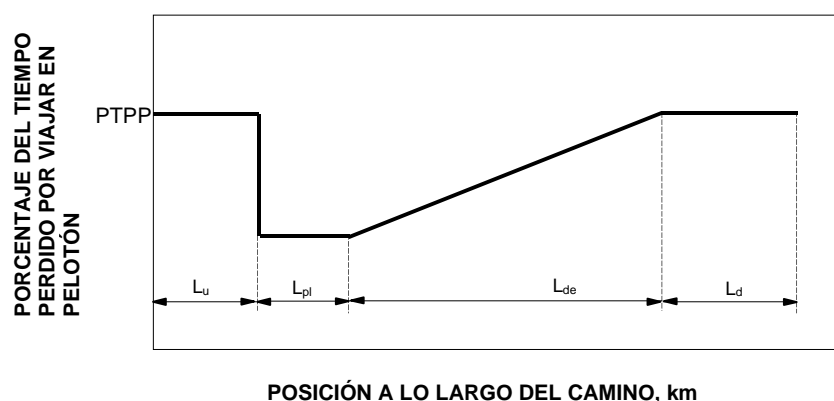
f_{pl} = factor que toma en cuenta el efecto del carril de sobrepaso sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, obtenido de la tabla de la Figura N° 5-35.

Las variaciones del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón son mostradas en la tabla de la Figura N° 5-36

Figura N° 5-35.- Factores (f_{pl}) para la estimación de la velocidad media de viaje y del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón dentro del carril de sobrepaso.

Volumen equivalente direccional. (aut/h)	Velocidad media de viaje	Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón
0 – 300	1.08	0.58
> 300 – 600	1.10	0.61
> 600	1.11	0.62

Figura N° 5-36: Efecto del carril de sobrepaso sobre el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, tal como está representado en la metodología del análisis operacional.



Si la sección analizada es interrumpida por una ciudad o una intersección importante antes de alcanzar su longitud efectiva total corriente debajo del carril de sobrepaso, la distancia L_d no es utilizada y la longitud real del segmento L'_{de} , corriente abajo dentro del tramo analizado, es menor que el valor de L_{de} tabulado en la Figura N° 5-34. En este caso, la Ecuación N° 5-19 debe ser reemplazada por la Ecuación N° 5-20. Esta última Ecuación se aplica cuando la distancia L_d , calculada con la Ecuación N° 5-8, es negativa.

$$PTPP_{pl} = \frac{PTPP_d \left[L_u + (f_{pl} \times L'_{de}) + \left(\frac{1 - f_{pl}}{2} \right) \times \left(\frac{(L'_{de})^2}{L_{de}} \right) \right]}{L_t} \quad (5 - 20)$$

donde:

L'_{de} = distancia real desde el final del carril de sobrepaso hasta el final del tramo analizado (km) L'_{de} debe ser menor o igual que el valor de L_{de} obtenido de la Figura N° 5-35

5.3.5.1.3.- Determinación de la velocidad media de viaje.

Se acepta que en las longitudes L_u y L_d , la velocidad media de viaje, en cada una de ellas, es igual a la VMV_d calculada mediante el empleo del procedimiento para los segmentos direccionales. Dentro del carril de sobrepaso, la velocidad media de viaje generalmente oscila entre el 8% y el 11% por encima la determinada para el tramo corriente arriba. Este efecto varía en función del volumen equivalente direccional, tal como se muestra en la tabla de la Figura N° 5-35.

Se supone que dentro de la longitud L_{de} , corriente abajo del carril de sobrepaso, la velocidad media de viaje disminuye linealmente en función de la distancia al carril de sobrepaso hasta alcanzar su valor normal del tramo corriente arriba.

De acuerdo con lo expuesto el valor promedio de la velocidad media, para todo el tramo en estudio incluyendo el carril de sobrepaso, puede ser calculado mediante el empleo de la Ecuación N° 5-21.

$$VMV_{pl} = \frac{VMV_d \times L_t}{L_u + L_d + \frac{L_{pl}}{f_{pl}} + \frac{2L_{de}}{1 + f_{pl}}} \quad (5-21)$$

en la cual:

VMV_{pl} = velocidad media de viaje para la totalidad del tramo analizado incluyendo el carril de sobrepaso. (km/h)

VMV_d = velocidad media de viaje para la totalidad del tramo analizado, sin el carril de sobrepaso y obtenida a partir de la Ecuación N° 5-15 (km/h)

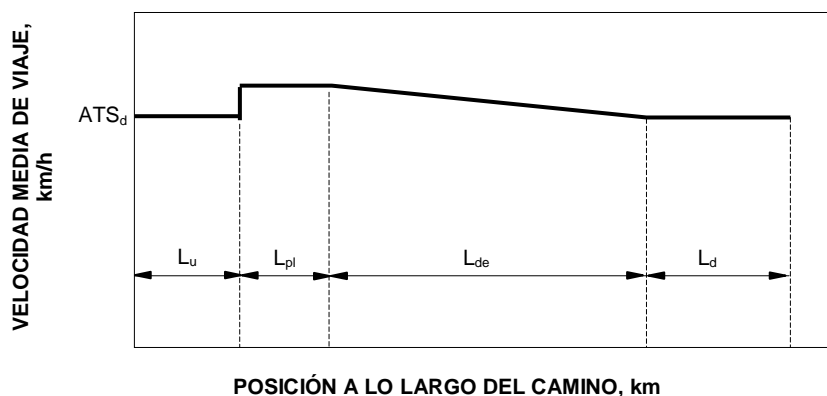
f_{pl} = factor que toma en cuenta el efecto del carril de sobrepaso sobre la velocidad media de viaje obtenido de la tabla de la Figura N° 5-34

Las variaciones del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón son mostradas en la Figura N° 5-37.

Si la sección analizada es interrumpida por una ciudad o una intersección importante antes de alcanzar la real longitud efectiva total corriente abajo del carril de sobrepaso, la distancia L_d no es empleada y la real longitud del segmento L'_{de} , corriente abajo dentro del tramo analizado, es menor que el valor de L_{de} tabulado en la Figura N° 5-34. En este caso, la Ecuación N° 5-21 debe ser reemplazada por la Ecuación N° 5-22, la cual se aplica cuando la distancia L_d , calculada con la Ecuación N° 5-18, es negativa.

$$VMV_{pl} = \frac{VMV_d \times L_t}{L_u + \frac{L_{pl}}{f_{pl}} + \left[\frac{2 L'_{de}}{1 + f_{pl} + (f_{pl} - 1) \frac{L_{de} - L'_{de}}{L_{de}}} \right]} \quad (5 - 22)$$

Figura N° 5-37: Efecto del carril de sobrepaso sobre la velocidad media de viaje, tal como está representado en la metodología del análisis operacional.



5.3.5.1.4.- Determinación del Nivel de Servicio.

La determinación del Nivel de Servicio de un tramo direccional con un carril de sobrepaso, es similar a la de los tramos direccionales sin carril de sobrepaso, no obstante lo cual, para el carril de sobrepaso se utilizan los valores de $PTPP_{pl}$ y VMV_{pl} en lugar de los correspondientes a $PTPP_d$ y VMV_d .

El Nivel de Servicio para un tramo camino de Clase I con carril de sobrepaso se determina mediante determinación del punto correspondiente a los valores $PTPP_{pl}$ y VMV_{pl} en el gráfico de la Figura N° 5-14.

El Nivel de Servicio para un tramo de camino de Clase II con carril de sobrepaso se determina mediante la comparación del $PTPP_{pl}$ con los valores límites del PTPP fijados, para los niveles de servicio, en la tabla de la Figura N° 5-15.

En aquellos casos en que el volumen equivalente direccional de demanda vd exceda los 1.700 aut/h la calzada está sobresaturada y en consecuencia su Nivel de Servicio es F. Debe tenerse presente que, aún cuando un tramo de camino con un carril de sobrepaso que tiene dos carriles para una misma dirección puede servir a más de 1.700 aut/h, las secciones anterior y posterior al carril de sobrepaso, que poseen nada más que un carril por dirección, estarán congestionadas y se convertirán en secciones de estrangulamiento de la corriente vehicular.

5.3.5.2.- Efecto de los carriles de sobrepaso sobre la corriente de tránsito de sentido opuesto.

En aquellos casos en que el emplazamiento de un carril de sobrepaso en un camino de dos carriles, provoca el cambio del porcentaje de las zonas con restricción al sobrepaso, debe ser revisado el análisis direccional efectuado para el carril de sentido contrario. Esto puede ocurrir cuando, generalmente, el organismo vial prohíbe el sobrepaso en la dirección de viaje opuesta a la del carril de sobrepaso.

Por otra parte si el sobrepaso es permitido para la corriente vehicular de sentido contrario a la del carril de sobrepaso, este último puede ejercer un efecto muy pequeño en el Nivel de Servicio de aquella corriente de tránsito. Esto es posible debido a que el carril de sobrepaso, mediante la dispersión de los pelotones que circulan en su misma dirección, puede reducir las oportunidades de sobrepaso en la otra dirección. Sin embargo, este efecto no ha sido cuantificado y por ende no está reflejado en los procedimientos del análisis operacional.

Cuando los carriles de sobrepaso son instalados en ambas direcciones de viaje, el análisis operacional para las dos direcciones puede ser efectuado independientemente, a menos que el agregado de un carril de sobrepaso en una dirección cambie sustancialmente el porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso, fuera del carril de sobrepaso emplazado en el carril de sentido contrario.

5.3.6.- Tramos direccionales con carriles de subida en rampas ascendentes.

Un carril de subida es un carril de sobrepaso adicionado en una rampa ascendente a los efectos de hacer posible que los automóviles puedan pasar a los vehículos pesados que están subiendo esa rampa y cuya velocidad se ve reducida por esa causa.

De acuerdo con lo establecido por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en su publicación "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets" los carriles de subida en rampas ascendentes de los caminos de dos carriles están justificados cuando:

- El volumen direccional en la rampa ascendente excede los 200 veh/h.
- El volumen direccional para camiones en la rampa ascendente exceda los 20 veh/h
- Cuando se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:
 - una reducción de 15 km/h en la velocidad de los camiones típicos,
 - Nivel de Servicio E o F en la rampa,
 - una reducción de dos o más niveles de servicio, con relación al existente en el tramo de acceso a la rampa

Las recomendaciones de la AASHTO sobre carriles de subida, establecen que el Nivel de Servicio de ellos, sea determinado mediante el empleo de los procedimientos del análisis operacional establecido en el Manual de Capacidad de Caminos. El análisis operacional de los carriles de subida en una rampa específica ascendente puede ser realizado con los mismos procedimientos empleados para los carriles de sobrepaso en terrenos llanos u ondulados, vistos precedentemente, con dos diferencias importantes:

- La primera es que, en la aplicación de los procedimientos para el tramo direccional del camino, sin carril de sobrepaso, el factor de ajuste por la presencia una rampa ascendente, (f_G) y el factor de ajuste por los vehículos pesados, (f_{HV}), deben ser los valores para las rampas ascendentes específicas. Cuando la rampa sobre la cual se agrega el carril de sobrepaso no es lo suficientemente larga o cuya pendiente no sea suficiente como para ser analizada como rampa específica, ella deberá ser analizada como un carril de sobrepaso en lugar de un carril de subida.
- En segundo lugar, los valores de los factores de ajuste para la velocidad media de viaje y el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, dados en la tabla de la Figura N° 5-38 deben ser empleados en lugar de los establecidos en la Figura N° 5-35.

Figura N° 5-38.- Factores (f_{pl}) para la estimación de la velocidad media de viaje y del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón dentro del carril subida.

Volumen equivalente direccional. (aut/h)	Velocidad media de viaje	Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón
0 – 300	1,02	0,20
> 300 – 600	1,07	0,21
> 600	1,14	0,23

Debido a que los carriles de subida son analizados como parte de una rampa específica ascendente, la longitudes L_u y L_d empleadas en la las Ecuaciones Nos 5-19 a 5-22 generalmente se las considera nulas, es decir con valor 0 (cero), a menos que el carril de subida finalice antes de la cumbre de la rampa. En este caso, debe considerarse un valor de L_{de} , menor que los suministrados en la Figura N° 5-34.

5.3.7.- Evaluación del Nivel de Servicio para tramos direccionales de caminos de dos carriles.

Un tramo direccional de un camino de dos carriles consiste en una serie de segmentos direccionales contiguos de ese camino. Si fue realizado un análisis operacional para cada uno de los segmentos de la serie, los resultados pueden ser combinados a los efectos de obtener una evaluación operacional del camino de dos carriles como un todo.

El mismo procedimiento puede ser empleado para combinar los resultados de los análisis operacionales para cada segmento en la dirección de viaje contraria en un camino de dos carriles.

En ambos casos, el criterio aplicable para obtener el Nivel de Servicio está mostrado en las Figura N° 5-13 y N° 5-14 para caminos de Clase I y Clase II respectivamente.

El porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, combinado para varios segmentos direccionales puede ser determinado mediante la Ecuación N° 5-23

$$PTPP_c = \frac{(TT_1 \times PTPP_1) + (TT_2 \times PTPP_2) + \dots + (TT_n \times PTPP_n)}{TT_1 + TT_2 + \dots + TT_n} \quad (5 - 23)$$

en la cual:

$PTPP_c$ = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón para todos los segmentos combinados.

TT_x = tiempo total de viaje (veh – h) para el segmento x (determinado mediante la Ecuación N° 5-11)

$PTPP_x$ = porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón para el segmento x

La velocidad media de viaje combinada para varios segmentos direccionales puede ser determinada mediante la aplicación de la Ecuación N° 5-24

$$VMV_c = \frac{VKT_1 + VKT_2 + \dots + VKT_n}{TT_1 + TT_2 + \dots + TT_n} \quad (5-24)$$

en la cual:

VMV_c = velocidad media de viaje para todos los segmentos combinados (km/h)

VKT_x = total de vehículos – kilómetros para el segmento x (determinado aplicando la Ecuación N° 5-9)

5.3.8.- Evaluación del Nivel de Servicio para caminos de flujo ininterrumpido y corredores con caminos de dos carriles.

Los procedimientos del análisis direccional visto hasta el presente han sido elaborados de forma tal que los resultados del análisis operacional para cada tramo de un camino de dos carriles puedan ser combinados rápidamente con los resultados obtenidos para los distintos tipos de caminos con flujo ininterrumpido, incluyendo caminos multicarril y segmentos básicos de autopistas.

El análisis operacional realizado a lo largo de los diferentes tipos de caminos de flujo ininterrumpido está basado únicamente en la velocidad media de viaje, debido a que el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón se considera sólo para los caminos de dos carriles. Las Ecuaciones Nos. 5-20, 5-21 y 5-22 pueden ser empleadas para efectuar la combinación de los valores estimados de la velocidad media de viaje de los tramos de los distintos tipos de caminos.

5.4.- APLICACIONES.

La metodología presentada puede ser empleada con el propósito de analizar la capacidad y los niveles de servicio de un camino de dos carriles. El analista debe considerar dos preguntas fundamentales.

La primera de ellas es: ¿Cuál es el principal resultado buscado? Los principales resultados obtenidos normalmente son empleados para analizar una serie de aplicaciones que incluyen el nivel de servicio y el probable volumen equivalente v_p . Los valores que miden el comportamiento de la corriente vehicular, tales como la velocidad media de viaje y el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, también pueden ser obtenidos en una segunda instancia.

En segundo lugar figura la siguiente pregunta: ¿Cuáles son los valores por defecto o estimados para ser empleados en el análisis? Básicamente existen tres fuentes que proporcionan los datos iniciales. Ellas son:

- 1.- Los valores que por defecto son proporcionados por el Manual de Capacidad.
- 2.- Los valores estimados y aquellos por defecto, localmente determinados por el usuario.
- 3.- Los valores obtenidos a partir de las observaciones y mediciones efectuadas en el terreno.

A cada una de las variables empleadas como dato, se le debe asignar un determinado valor a los efectos de poder calcular los resultados primarios y secundarios.

Una aplicación bastante común del método expuesto es la determinación del nivel de servicio de un camino de dos carriles existente o bien con las modificaciones que serán introducidas al mismo, en forma inmediata o en el mediano plazo. Este tipo de aplicación se denomina “operacional” y el resultado principal es el nivel de servicio que presta el camino, teniendo como resultados secundarios, la velocidad media de viaje y el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón. Es posible también obtener el probable volumen equivalente, v_p , como un resultado primario.

El tipo de análisis mencionado, requiere tener como datos, el nivel de servicio deseado y los valores relativos al diseño geométrico para la estimación del momento en que el volumen equivalente será sobrepasado, provocando que el camino opere con un inaceptable nivel de servicio.

La metodología para determinar el número de carriles, dada en el Manual y conocida como aplicación para el diseño, obviamente no es aplicable en casos de caminos de dos carriles y en consecuencia deberán adoptarse algunas mejoras en ellos para lograr o mantener el nivel de servicio deseado.

La modificación de las pendientes de las rampas, mejoras en el alineamiento horizontal, y en la sección transversal, la adición de un carril de sobrepaso o de un carril adicional en una rampa de subida, son algunas soluciones que pueden mejorar las condiciones de operación de un camino de dos carriles.

Otro tipo de análisis es el empleado para el planeamiento de caminos, el cual emplea como datos, valores estimados, los valores por defecto dados en el Manual de Capacidad, o bien valores por defecto locales. Como resultado de estos tipos de análisis pueden determinarse el nivel de servicio o el volumen equivalente, junto con los resultados secundarios tales como la velocidad media de viaje y el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón.

La diferencia entre este tipo de análisis y el operacional radica en que la mayoría de los datos empleados, en este caso, provienen de estimaciones o son tomados por defecto, mientras que en el análisis operacional se emplean valores conocidos o medidos en el terreno.

5.4.1.-PASOS DEL CÁLCULO.

En la Figura N° 5-39 se muestra la planilla de calculo para los tramos de caminos de dos carriles con ambos sentidos de circulación, mientras que la planilla de cálculo para el análisis direccional del mismo tipo de camino, sin carril adicional, es la indicada en la Figura N° 5-40 y la correspondiente al caso en que se adiciona un carril para el sobrepaso es mostrada en la Figura N° 5-41. En las mencionadas planillas y cualquiera sea el tipo de análisis que se desarrolle, el profesional que esté realizando el análisis, deberá proporcionar toda la información, tanto la general como la del lugar en el cual se está llevando a cabo el estudio.

Para la determinación del nivel de servicio, en un análisis operacional, el analista deberá introducir todos los datos requeridos.

La estimación de la velocidad media de viaje, puede ser realizada, partiendo del valor del volumen horario equivalente calculado mediante el empleo de las tablas vinculadas con

los equivalentes en automóviles. La velocidad en flujo libre (VFL) puede ser estimada aplicando los ajustes correspondientes a la Velocidad en flujo libre de referencia (VFLR).

En forma similar, el volumen equivalente es calculado mediante el empleo de las tablas vinculadas con la equivalencia en automóviles destinadas a determinar el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, el cual a su vez es estimado mediante el ajuste del valor del porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón de referencia (PTPPR) para el porcentaje de zonas con restricción al sobrepaso.

Por último, se determina el nivel de servicio ya sea promediando la velocidad media de viaje, o el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, o ambos, dependiendo ello de la clasificación del camino.

El objetivo del análisis para el diseño es la determinación del volumen equivalente expresado en automóviles por hora, partiendo de una serie de condiciones vinculadas con las condiciones del tránsito, de la calzada y de la velocidad en flujo libre. El nivel de servicio deseado es establecido e ingresado en la planilla de cálculo.

Cuando se tienen los datos precedentes se estima el volumen equivalentes y se realiza el cálculo del nivel de servicio empleando los procedimientos del análisis operacional. Este valor calculado del nivel de servicio debe ser comparado con el deseado. Si este último valor, el nivel de servicio deseado, no es alcanzado, debe entonces adoptarse otro valor del volumen equivalente. Este proceso iterativo debe continuar hasta que el máximo volumen horario equivalente para el nivel de servicio deseado, sea logrado.

5.4.2.- APLICACIONES PARA EL PLANEAMIENTO.

Las dos aplicaciones para el planeamiento, para el nivel de servicio y para el volumen equivalente v_p , se corresponden directamente con los procedimientos de los análisis para el diseño y el operacional. El criterio que hace que esos criterios se conviertan en un análisis para el planeamiento es el empleo como datos, de estimaciones, valores por defecto dados en el Manual de Capacidad y valores locales tomados por defecto.

Otra de las características del análisis para el planeamiento es la utilización del valor del tránsito medio diario anual (TMDA) para la estimación del volumen horario direccional de diseño (VHDD)

Figura N° 5-39: Planilla de cálculo para segmentos de dos carriles en ambos sentidos.

PLANILLA DE CÁLCULO PARA SEGMENTO DE CAMINO DE DOS CARRILES EN AMBOS SENTIDOS	
<div> <div> INFORMACIÓN GENERAL </div> <div> INFORMACIÓN DEL LUGAR </div> </div>	
Analista Organismo o Empresa Fecha de realización Periodo de tiempo del análisis	Ruta y dirección del viaje Desde / a Jurisdicción Año del análisis
<input type="checkbox"/> Operacional (NS) <input type="checkbox"/> Diseño (v _p) <input type="checkbox"/> Planeamiento (NS) <input type="checkbox"/> Planeamiento (v _p)	
DATOS DE ENTRADA	
	<div> <input type="checkbox"/> Camino Clase I <input type="checkbox"/> Camino Clase II </div> Terreno: <input type="checkbox"/> Llano <input type="checkbox"/> Ondulado Volumen horario ambos sentidos aut/h Distribución por sentido / Factor de hora pico, FHP Porcentaje de camiones y ómnibus, P _T % Porcentaje de vehículos recreacionales, P _R % Porcentaje de restricciones al sobrepaso % Puntos de acceso / km /km
VELOCIDAD MEDIA DE VIAJE	
Factor de ajuste por rampa, f _G (figura 5-18)	
Equivalentes automóviles para camiones, E _T (figura 5-20)	
Equivalentes aut. para vehículos recreacionales, E _R (figura 5-20)	
Factor ajuste para vehículos pesados, f _{HV} $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$	
Volumen equivalente en ambos sentidos ⁽¹⁾ $v_p = \frac{V}{FHP \times f_G \times f_{HV}}$	
V _p x Proporción del mayor flujo direccional ⁽²⁾ , aut/h	
<div> <div> VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE MEDIDA EN EL TERRENO </div> <div> VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE ESTIMADA </div> </div>	
Velocidad medida en el terreno S _{FM} km/h	Velocidad en flujo libre de referencia, VFLR km/h
Volumen observado, V _f aut/h	Ajuste por anchos de carril y banquina, f _{LS} (figura 5-16) km/h
Velocidad en flujo libre, VFL km/h	Ajuste por puntos de acceso, f _A (figura 5-17) km/h
$VFL = S_{FM} + 0,01242 \left(\frac{V_f}{f_{HV}} \right)$	Velocidad en flujo libre, VFL = VFLR - f _{LS} - f _A km/h
Ajuste por zonas con restricción a sobrepaso, f _{np} (figura 5-22)	
Velocidad media de viaje, VMV km/h $VMV = VFL - 0,01242 v_p - f_{np}$	
PORCENTAJE DEL TIEMPO PERDIDO POR VIAJAR EN PELOTÓN	
Factor de ajuste por rampa, f _G (figura 5-19)	
Equivalentes automóviles para camiones, E _T (figura 5-21)	
Equivalentes automóviles para vehículos recreacionales, E _R (figura 5-21)	
Factor ajuste para vehículos pesados $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$	
Volumen equivalente en ambos sentidos ⁽¹⁾ , v _p (aut/h) $v_p = \frac{V}{FHP \times f_G \times f_{HV}}$	
V _p x proporción del mayor flujo direccional ⁽²⁾ , (aut/h)	
Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón de referencia, PTPPR (%) $PTPPR = 100 (1 - e^{-0,000579 v_p}) + 6$	
Ajuste por distribución direccional y zonas de restricción al sobrepaso, f _{dnp} (%) (figura 5-23)	
Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, PTPP (%) $PTPP = PTPPR + f_{dnp}$	
NIVEL DE SERVICIO Y OTROS DATOS DE COMPORTAMIENTO	
Nivel de servicio, NS (figuras 5-14 para Clase I ó 5-15 para Clase II)	
Relación volumen / capacidad, v/c $v/c = v_p / 3.200$	
Total de automóviles por km en 15 min pico de viaje, VKT ₁₅ (aut x km) $VKT_{15} = 0,25 L_1 \left(\frac{V}{FHP} \right)$	
Total de automóviles por km en hora pico de viaje, VKT ₆₀ (aut x km), $VKT_{60} = V \times L_1$	
Total de automóviles por hora en 15 min pico de viaje, TT ₁₅ (aut x h), $TT_{15} = VKT_{15} / VMV$	
NOTAS	
⁽¹⁾ Si v _p determinado por análisis ≥ 3.200 aut/h, NS = F ⁽²⁾ Si el más alto flujo direccional, determinado por análisis, v _p ≥ 1700 aut/h, NS = F	

Figura N° 5-40: Planilla de cálculo para el análisis direccional en caminos de dos carriles.

PLANILLA DE CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DIRECCIONAL EN CAMINO DE DOS CARRILES		
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN DEL LUGAR
Analista		Ruta y dirección de viaje
Organismo o Empresa		Desde / a
Fecha de realización		Jurisdicción
Periodo de tiempo del análisis		Año del análisis
<input type="checkbox"/> Operacional (NS) <input type="checkbox"/> Diseño (v _d) <input type="checkbox"/> Planeamiento (NS) <input type="checkbox"/> Planeamiento (v _e)		
DATOS DE ENTRADA		
<p> Ancho banquinam Ancho carrilm Ancho carrilm Ancho banquinam Longitud del segmento, L_ikm </p>		<input type="checkbox"/> Camino Clase I <input type="checkbox"/> Camino Clase II Terreno: <input type="checkbox"/> Llano <input type="checkbox"/> Ondulado Longitud rampakm ascendente/desc.% Factor de hora pico, FHP Porcentaje de camiones y ómnibus, P _T% Porcentaje de vehículos recreacionales, P _R% Porcentaje de restricciones al sobrepaso% Puntos de acceso / km/km
Volumen del sentido analizado V _daut/h		Volumen del sentido opuesto V _oaut/h
VELOCIDAD MEDIA DE VIAJE		
		SENTIDO ANALIZADO(d)
		SENTIDO OPUESTO (o)
Equivalentes automóviles para camiones, E _T (figuras 5-20 ó 5-26)		
Equivalentes aut. para vehículos recreacionales, E _R (figura 5-20 ó 5-28)		
Factor ajuste para vehículos pesados ⁽⁵⁾ f _{HV} = $\frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$		
Factor de ajuste por rampa ⁽¹⁾ , f _G (figura 5-17 ó 5-23)		
Volumen equivalente direccional ⁽²⁾ , v _i (aut/h) $v_i = \frac{V_i}{FHP \times f_G \times f_{HV}}$		
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE MEDIDA EN EL TERRENO Velocidad medida en el terreno ⁽³⁾ , S _{FM}km/h Volumen observado ⁽³⁾ , V _iaut/h Velocidad en flujo libre, VFL $VFL = S_{FM} + 0,01242 \left(\frac{V_i}{f_{HV}} \right)$		VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE ESTIMADA Velocidad en flujo libre de referencia ⁽³⁾ , VFLRkm/h Ajuste por anchos de carril y banquina ⁽³⁾ , f _{LS} (fig 5-16)km/h Ajuste por puntos de acceso ⁽³⁾ , f _A (figura 5-17)km/h Velocidad en flujo libre, VFL _dkm/h $VFL_d = VFLR - f_{LS} - f_A$km/h
Ajuste por zonas con restricción a sobrepaso, f _{np} (figura 5-30)		
Velocidad media de viaje, VMV _d (km/h) $VMV_d = VFL_d - 0,01242 (V_d + V_o) - f_{np}$		
PORCENTAJE DEL TIEMPO PERDIDO POR VIAJAR EN PELOTÓN		
		SENTIDO ANALIZADO(d)
		SENTIDO OPUESTO (o)
Equivalentes automóviles para camiones, E _T (figura 5-21 ó 5-27)		
Equivalentes automóviles para vehículos recreacionales, E _R (fig 5-21 ó 5-27)		
Factor ajuste para vehículos pesados $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$		
Factor de ajuste por rampa ⁽¹⁾ , f _G (figura 5-19 ó 5-25)		
Volumen equivalente direccional ⁽²⁾ , v _i (aut/h) $v_i = \frac{V_i}{FHP \times f_{HV} \times f_G}$		
Porcentaje de tiempo perdido por viajar en pelotón de referencia ⁽⁴⁾ , PTPPR _d (%) $PTPPR_d = 100 (1 - e^{-\frac{v_i}{VFL_d}})$		
Ajuste por zonas con restricciones al sobrepaso, f _{np} (%) (figura 5-31)		
Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón PTPP _d (%) $PTPP_d = PTPPR_d + f_{np}$		
NIVEL DE SERVICIO Y OTROS DATOS DE COMPORTAMIENTO		
Nivel de servicio NS (figuras 5-14 ó 5-15)		
Relación volumen / capacidad, v/c $v/c = v_d / 1700$		
Total de automóviles por km en 15 min pico de viaje, VKT ₁₅ (aut x km) $VKT_{15} = 0,25 L_i \left(\frac{V_d}{FHP} \right)$		
Total de automóviles por km en hora pico de viaje, VKT ₆₀ (aut x km), $VKT_{60} = V_{d_i} \times L_i$		
Total de automóviles por hora en 15 min pico de viaje, TT ₁₅ (aut x h), $TT_{15} = VKT_{15} / VMV_d$		
NOTAS		
⁽¹⁾ Si el camino se extiende en terreno llano o ondulado f _G = 1,0 ⁽²⁾ Si v _i (v _d o v _o) determinado por análisis ≥ 1700 aut/h, NS = F ⁽³⁾ Para el sentido analizado solamente ⁽⁴⁾ La figura 5-32 suministra los factores a y b ⁽⁵⁾ Si algunos camiones operan a velocidad de arrastre en una rampa descendente específica, debe usarse como alternativa la ecuación		

Figura N° 5-41: Planilla de cálculo direccional para segmento de camino de dos carriles con carril de sobrepaso.

PLANILLA DE CÁLCULO DIRECCIONAL PARA SEGMENTO DE CAMINO DE DOS CARRILES CON CARRIL DE SOBREPASO	
<div> <div> INFORMACIÓN GENERAL </div> <div> INFORMACIÓN DEL LUGAR </div> </div>	
<div> <div>Analista</div> <div>Organismo o Empresa</div> <div>Fecha de realización</div> <div>Periodo de tiempo del análisis</div> </div>	<div> <div>Ruta y dirección de viaje</div> <div>Desde / a</div> <div>Jurisdicción</div> <div>Año del análisis</div> </div>
<div> <input type="checkbox"/> Operacional (NS) <input type="checkbox"/> Diseño (v_n) <input type="checkbox"/> Planeamiento (NS) <input type="checkbox"/> Planeamiento (v_n) </div>	
DATOS DE ENTRADA	
<div> <div> <input type="checkbox"/> Camino Clase I <input type="checkbox"/> Camino Clase II </div> <div> </div> <div> </div> </div>	
Longitud total del segmento analizado, L _t	km
Longitud del camino de dos carriles corriente arriba del carril de sobrepaso, L _u	km
Longitud del carril de sobrepaso incluyendo los abocinamientos de entrada y salida, L _{pl}	km
Velocidad media de viaje ⁽¹⁾ , VMV _d	km/h
Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón ⁽¹⁾ , PTPP _d	%
Nivel de servicio ^{(1) (2)} , NS _d	
VELOCIDAD MEDIA DE VIAJE	
Longitud del camino de dos carriles corriente abajo y dentro de la zona de influencia del carril de sobrepaso, L _{de} (km)	
Longitud del camino de dos carriles corriente abajo del carril de sobrepaso, más allá de la zona de influencia de este último, L _d (km)	
L _d = L _t - (L _u + L _{pl} + L _{de}).	
Factor de ajuste por el efecto del carril de sobrepaso en el promedio de velocidad, f _{pl} (fig 5-35)	
Velocidad media de viaje incluido carril de sobrepaso ⁽³⁾ , VMV _{pl} (km/h)	
$VMV_{pl} = \frac{VMV_d \times L_t}{L_u + L_d + \frac{L_{pl}}{f_{pl}} + \frac{2L_{de}}{1 + f_{pl}}}$	
PORCENTAJE DEL TIEMPO PERDIDO POR VIAJAR EN PELOTÓN	
Longitud del camino de dos carriles corriente abajo y dentro de la zona de influencia del carril de sobrepaso, L _{de} (km) (fig. 5-34)	
Longitud del camino de dos carriles corriente abajo del carril de sobrepaso, más allá de la zona de influencia de este último, L _d (km)	
L _d = L _t - (L _u + L _{pl} + L _{de})	
Factor de ajuste por el efecto de carril de sobrepaso en el porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón, f _{pl} (fig 5-35)	
Porcentaje del tiempo perdido por viajar en pelotón incluyendo el carril de sobrepaso PTPP _{pl} ⁽⁴⁾ , %	
$PTPP_{pl} = \frac{PTPP_d \left[L_u + L_d + f_{pl} L_{pl} + \left(\frac{1 + f_{pl}}{2} \right) L_{de} \right]}{L_t}$	
NIVEL DE SERVICIO Y OTROS DATOS DE COMPORTAMIENTO ⁽⁵⁾	
Nivel de servicio NS (figuras 5-14 ó 5-15)	
Total de automóviles por hora en 15 min pico de viaje, TT ₁₅ (aut.h),	
TT ₁₅ = VKT ₁₅ / VMV _d	
NOTAS	
⁽¹⁾ Ver PLANILLA DE CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DIRECCIONAL EN CAMINO DE DOS CARRILES ⁽²⁾ Si NS _d = F, usar la ecuación alternativa ----- ⁽³⁾ Si L _d < 0, usar la ecuación alternativa ----- ⁽⁴⁾ Si L _d < 0, usar la ecuación alternativa ----- ⁽⁵⁾ v/c, VKT ₁₅ y VKT ₆₀ fueron calculadas en la PLANILLA DE CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DIRECCIONAL EN CAMINO DE DOS CARRILES	

