

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO :  
CAPACIDAD VIAL URBANA Y RURAL  
1984

Coordinadores:

- 1.- ING. LUIS DOMINGUEZ POMMERENCKE  
Av. Universidad No. 800 3° Piso  
México, D. F.  
Tel. 688 44 15
- 2.- ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER  
Av. Chapultepec No. 466 Edif.  
Estación Metro Sevilla 1° Piso  
México 7, D. F.  
Tel. 286 07 65

Profesores:

- 1.- ARQ. LUIS HOYA MUÑOZ  
Hermosillo No. 25 4° Piso  
México, D. F.  
Tel. 584 15 69
- 2.- ING. PEDRO CHAVELAS CORTES  
Jalapa No. 147 3° Piso  
México, D. F.  
Tel. 574 82 86
- 3.- ING. JORGE SUAREZ RUELAS  
Jalapa No. 147 3° Piso  
México, D. F.  
Tel. 574 82 76
- 4.- ING. OVIDIO LEZAMA MOSCOSO  
Villalongin No. 20 - 4  
México, D. F.  
Tel. 535 08 83
- 5.- ING. GUSTAVO MANZO GARCIA  
Jalapa No. 147 2° Piso  
México, D. F.  
Tel. 574 82 17

CAPACIDAD VIAL, RURAL Y URBANA  
13 al 24 de febrero  
1984

Lunes 13 de 17.00 a 17.20 h	INTRODUCCION Y ANTECEDENTES	ING. LUIS DOMINGUEZ POMMERENCKE
17.20 a 21.00 h	ANALISIS DE MOVIMIENTO CRITICO EN INTERSECCIONES CONTROLADAS CON SEMAFOROS Aplicaciones para Planificación. Aplicaciones para Proyecto y Operación.	ARQ. LUIS MOYA M. ING. GUSTAVO MANZO
Martes 14 de 17 a 19 h. 19 a 21 h.	Aplicaciones para Planificación Aplicaciones para Proyecto de Operaciones	ARQ. LUIS MOYA M. ING. GUSTAVO MANZO
Miércoles 15	CAPACIDAD EN VIAS DE CIRCULACION CONTINUA	
17 a 19 h 19 a 21 h	Panorama General Tramos Básicos de Autopistas	ING. PEDRO CHAVELAS C. ING. JORGE SUAREZ R.
Jueves 16 de 17 a 21 h	CAPACIDAD DE ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO	ING. OVIDIO LEZAMA M
Viernes 17 de 17 a 21 h	CAPACIDAD DE VIAS DE ENLACES Y CONEXIONES DE ENLACES	ARQ. LUIS MOYA M.
Lunes 20	APLICACIONES PARA ANALISIS DE MOVIMIENTO CRITICO EN INTERSECCIONES CONTROLADAS CON SEMAFOROS	
17 a 19 h 19 a 21 h	Aplicaciones para Planificaciones Aplicaciones para Proyecto y Operación	ARQ. LUIS MOYA M. ING. GUSTAVO MANZO
Martes 21	EJEMPLOS PARA CAPACIDAD EN VIAS DE CIRCULACION CONTINUA	
17 a 19 h 19 a 21 h	Solución de Ejemplos Solución de Ejemplos	ING. PEDRO CHAVELAS ING. JORGE SUAREZ
Miércoles 22 17 a 21 h	CAPACIDAD DE ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO	ING. OVIDIO LEZAMA
Jueves 23 17 a 21 h	CAPACIDAD DE VIAS DE ENLACE Y CONEXIONES DE ENLACE	ARQ. LUIS MOYA M
Viernes 24 17 a 21 h	MESA REDONDA	



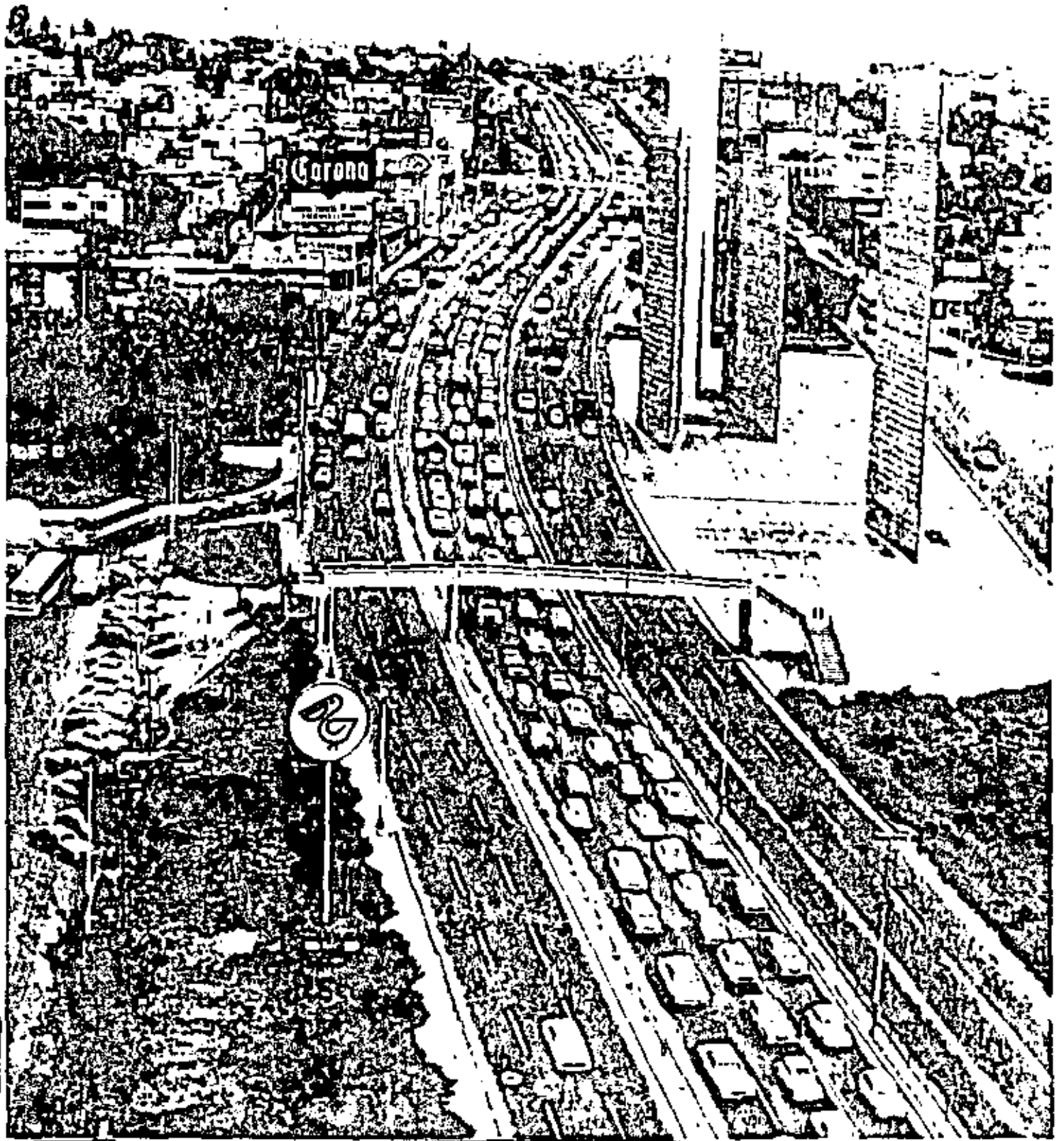
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CAPACIDAD VIAL, RURAL Y URBANA**

**NUEVOS ENFOQUES DE CAPACIDAD VIAL EN MEXICO**

**Ing. Román Vázquez Berber**

**FEBRERO, 1984**



# NUEVOS ENFOQUES DE LA CAPACIDAD VIAL EN MEXICO

Ing. Román Vázquez Berber (\*)

- I) INTRODUCCION Y ANTECEDENTES
  
- II) ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN VIAS DE CIRCULACION CONTINUA
  
- III) ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN TRAMOS BASICOS DE AUTOPISTA
  
- IV) ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO
  
- V) ANALISIS DE CAPACIDAD EN VIAS DE ENLACE
  
- VI) CONCLUSIONES .

(\*) Gerente de Ingeniería Vial. COVITUR-DDF

## I) INTRODUCCION Y ANTECEDENTES.

La capacidad para poder conducir el tránsito y el nivel de servicio se encuentran entre los principales indicadores de que también se desempeña y opera un sistema de vías urbanas o rurales. Por lo tanto es de gran utilidad para planificadores, proyectistas, -- analistas y personas involucradas en la toma de decisiones en torno a la vialidad, un procedimiento de análisis que permita un estudio detallado de la capacidad y el nivel de servicio, definiendo por medio de una medida cuantitativa la calidad de la circulación.

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Departamento del Distrito Federal inició en el año de 1982 una investigación tendiente a elaborar un Manual de Capacidad Vial, habiendo advertido a través de varios años de aplicación de parámetros y factores desarrollados en otros países, la necesidad de obtenerlos en base a la información propia, de tal manera que se obtengan elementos que reflejen las condiciones reales que prevalecen en la Ciudad de México.

El material contenido en este trabajo intenta proporcionar un resumen de los procedimientos contenidos en el manual antes mencionado. El manual tiene como base trabajos anteriores, tales como el Highway Capacity Manual de 1965, traducido por la entonces Secretaría de Obras Públicas (SOP) en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras y la Circular 212 del Transportation Research Board. El nuevo Manual incorpora nuevos conceptos para el nivel de servicio.

En las principales ciudades de nuestro país y concretamente en la década de los 70's se ha venido -- utilizando tanto en el proyecto como en la operación de vías urbanas y rurales, el Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos de Norteamérica publicado en 1965, documento que tuvo una gran aceptación mundial.

Sin embargo, en los últimos años se ha puesto un gran énfasis en la infraestructura vial existente, - intentando mejorarla físicamente y operacionalmente. Factores tales como la presencia del peatón, bicicletas y el transporte público en autobús, así como los análisis de costo del usuario y de impacto en el medio ambiente han cobrado una gran importancia en la Ingeniería y la Planeación. Se han realizado considerables investigaciones en los países desarrollados sobre este y - otros temas desde la publicación del Manual de 1965, pero en ningún documento se han incorporado los resultados - en un formato de uso fácil.

Una de las consecuencias de la aplicación del Manual de 1965 fué precisamente el de obtener conciencia de que se requería estudiar las condiciones físicas y de operación que prevalecen en nuestro medio a fin de obtener factores propios que permitiesen dar soluciones racionales y adecuadas a nuestras necesidades y posibilidades económicas.

Lo anterior ha dado por resultado la iniciación de investigaciones, que en países como los Estados Unidos de Norteamérica se iniciaron en la década de los años 20's y continúan a la fecha.

## II) ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN VIAS DE CIRCULACION CONTINUA.

La autopista es una vía de tipo especial que proporciona un medio de circulación con flujo continuo. La corriente del tránsito no se deberá interrumpir en ningún momento debido a factores externos a la corriente normal. No existen señales de "ALTO" ni semáforos, no existen cruces a niveles, los peatones no tienen acceso, tampoco debe existir acceso directo a las propiedades adyacentes y todas las entradas y salidas de vehículos se realizan a través de enlaces.

La operación de este tipo de vía es altamente sensible a los cambios en la demanda del tránsito y aún a aquellas fluctuaciones de poca duración instantánea, ya que no cuenta con dispositivos dosificadores para dispersar las demandas instantáneas altas. Además todo lo que sucede en términos de operación de la corriente del tránsito en la autopista es el resultado de la interacción entre los vehículos y las características geométricas que la constituyen.

La autopista se compone de 3 elementos distintos:

### 1.- Tramos Básicos de Autopista.

Son aquellos que no resultan afectados por las maniobras de entrada o salida en los ramales cercanos ni por movimientos de entrecruzamiento.

### 2.- Zonas de Entrecruzamiento.

Son los tramos de la autopista en los que una o más corrientes de vehículos deben cruzar sus trayecto-



rias a lo largo de la misma. Generalmente se forman cuando existen áreas de convergencia seguidas por áreas de divergencia. También se forman cuando un enlace que entra es seguido de uno que sale y los dos están conectados por un carril auxiliar continuo.

### 3.- Conexión o Entronque de Enlace.

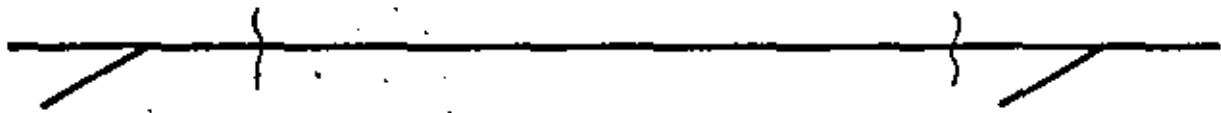
Son los puntos en los que, los enlaces de entrada o salida se unen con la vía principal. La conexión que se forma en este punto es una área de turbulencia debido a la concentración de movimientos divergentes o convergentes.

La Fig. 1.1 ilustra algunos ejemplos de estos componentes de la autopista. El análisis de cualquier autopista se inicia dividiéndola en sus componentes. Los procedimientos utilizados en el Manual fueron diseñados para considerar componentes tanto en tipo (zonas de entrecruzamiento, enlaces), como en geometría (pendientes, número de ancho de carriles, distancia libre lateral, curvatura) y de condiciones del tránsito (volumen, porcentaje de camiones, de autobuses y de vehículos recreativos).

La autopista opera como una unidad coherente y la operación de uno de sus componentes frecuentemente se refleja en los demás; si la operación de un componente se paraliza, la congestión resultante se extenderá corriente arriba hacia los segmentos contiguos.

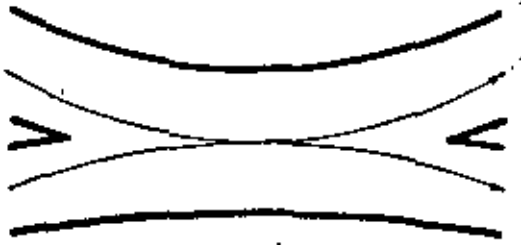
Diversos factores pueden influir en la operación de una autopista, tales como el estado del tiempo, y los incidentes, presentando frecuentemente un efecto crítico en la operación. Los procedimientos que se mos-

# TRAMO BASICO DE AUTOPISTA

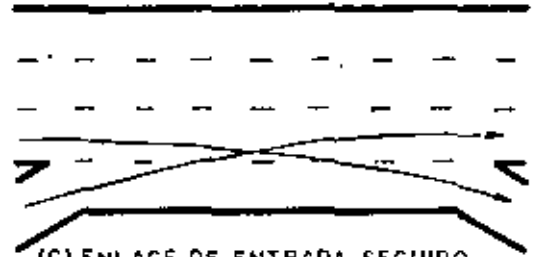


(A) FUERA DE LA INFLUENCIA DE ENLACES O MANIOBRAS DE ENTRECruzAMIENTO

## ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO

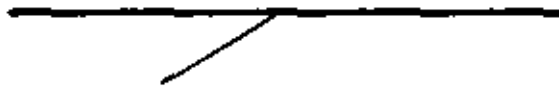


(B) AREA CONVERGENTE SEGUIDA DE UNA DIVERGENTE

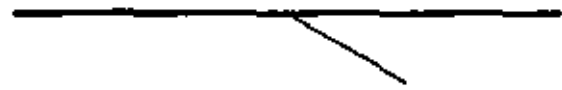


(C) ENLACE DE ENTRADA SEGUIDO DE UNO DE SALIDA Y CON CARRIL AUXILIAR

## ENLACES



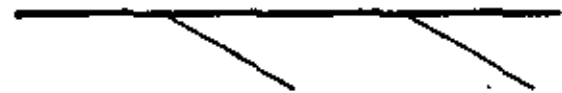
(D) ENLACE DE ENTRADA AISLADO



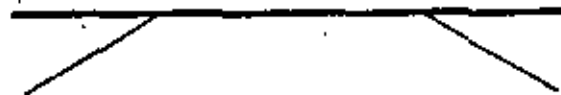
(E) ENLACE DE SALIDA AISLADO



(F) ENLACES DE ENTRADA CONSECUTIVOS



(G) ENLACES DE SALIDA CONSECUTIVOS



(H) ENLACE DE ENTRADA SEGUIDO DE UNO DE SALIDA Y SIN CARRIL AUXILIAR

FIGURA 1.1

## COMPONENTES DE LA AUTOPISTA

trarán en este trabajo y en el Manual se basan en buenas condiciones del tiempo y en la ausencia de incidentes de tránsito. Cualquier variación de estas condiciones tendrá un impacto adverso en la operación dependiendo de la severidad tanto del estado del tiempo como de los incidentes.

La vigilancia y control de la autopista es otro factor que debe considerarse. En áreas urbanas, en donde las autopistas están sujetas a congestionamientos en horas de máxima demanda, es conveniente estudiar el establecimiento tanto de sistemas de control como de vigilancia. Estos sistemas registran continuamente el flujo de la autopista usando detectores en diversos puntos y ajustando los valores de dosificación de los enlaces de acuerdo con los flujos.

Otro factor de interés para áreas urbanas es la existencia de carriles exclusivos para vehículos de "alta ocupación" en autopistas. Estos carriles pueden adoptar una gran variedad de configuraciones y han adquirido gran importancia en diversos países, dado el énfasis actual hacia los sistemas de transporte colectivo. Estos carriles presentan también, posibilidad de mejorar la capacidad del transporte masivo en las autopistas sin una mayor inversión y proporcionan incentivos adicionales para utilizar diversos sistemas de transporte colectivo. Las formas más comunes incluyen un carril exclusivo para autobuses, automóviles colectivos y taxis.

Otro factor crítico es la transición entre segmentos adyacentes de la autopista. Generalmente existen diferentes maneras de manejarse esa transición entre componentes contiguos. Estas alternativas generalmente in-

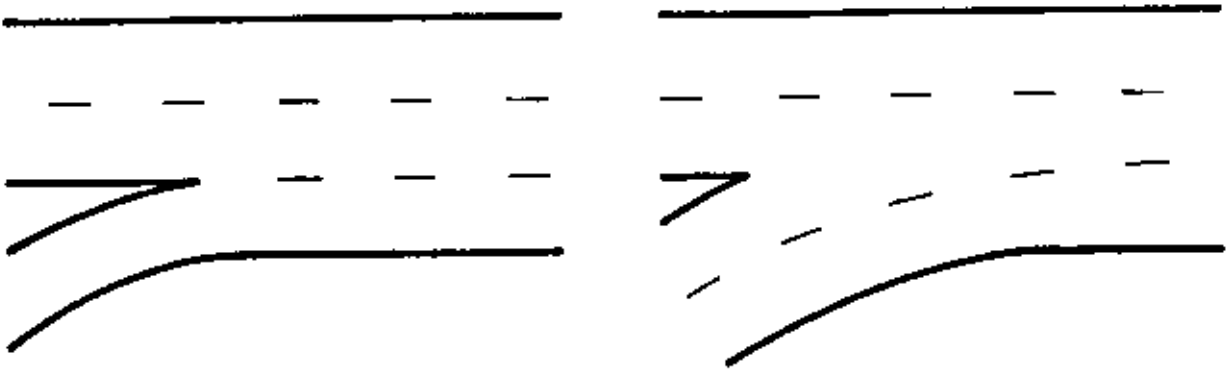
volucran los conceptos de balance de carriles y configuración de los mismos. La Fig. 1.2 ilustra dos ejemplos frecuentes: el de la adición de un carril y el de la eliminación de otro. La fig. 1.2 (a) ilustra dos formas de agregar un carril a la autopista en una conexión de enlace. La Fig. 1.2 (b) nos da las alternativas correspondientes para eliminar o sustraer un carril en una conexión de enlace.

El proyectista o analista deberá tener en mente que la vía rápida opera conjuntamente con otros elementos de la autopista que componen el sistema vial. La operación de otras autopistas y del sistema de calles y avenidas circundantes puede afectar la operación de la autopista y viceversa. El control de los enlaces puede beneficiar la calidad operativa de la autopista pero también puede desviar los vehículos hacia la vialidad urbana en donde puede crear más congestiones; las vías principales y las intersecciones cercanas pueden crear "colas" que alcancen a los enlaces de la autopista y afectar su operación. Estas y otras interacciones potenciales deben ser siempre consideradas en los análisis, utilizando como una guía los procedimientos que se indican en el Manual.

Conceptos principales utilizados en autopistas.- Los conceptos principales que se utilizan a lo largo de este trabajo en el Manual aplicados a las autopistas, son los que deberán tener en cuenta el usuario antes de abordar cualquiera de los procedimientos de trabajo. Los conceptos más importantes son:

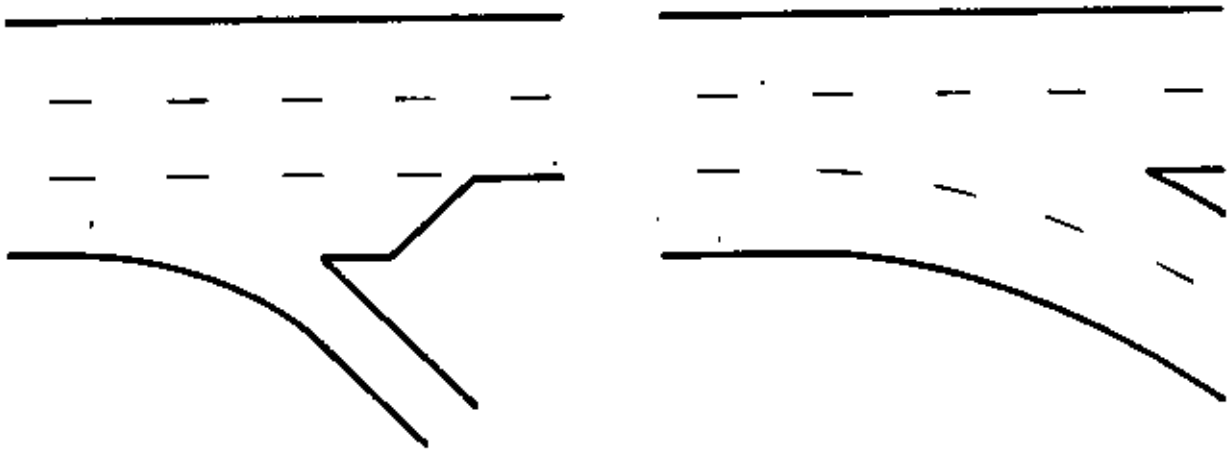
1.- Velocidad.- Al describir la velocidad, es

## CONVERGENCIA



(a) DOS ALTERNATIVAS PARA AÑADIR UN CARRIL A UNA AUTOPISTA EN UNA CONEXION DE ENLACE.

## DIVERGENCIA



(b) DOS ALTERNATIVAS PARA ELIMINAR UN CARRIL DE UNA AUTOPISTA EN UNA CONEXION DE ENLACE.

FIGURA 1.2

ILUSTRACION DE LA CONFIGURACION Y EL BALANCE DE CARRILES

1.0 minutos (0.0167 horas)  
1.2 minutos (0.0200 horas)  
1.7 minutos (0.0283 horas)  
1.1 minutos (0.0183 horas)

El tiempo promedio de recorrido se calcularía como sigue:  
 $(0.0167 + 0.0200 + 0.0283 + 0.0183)/4 = 0.0208$  horas. Siendo por lo tanto la velocidad promedio con base en la distancia:

$$\bar{v}_d = 1.0 \text{ km}/0.0208 \text{ horas} = 48.08 \text{ km/h}$$

Los medidores de radar dan la velocidad en un punto, que puede promediarse para obtener una "velocidad media con base en el tiempo" que generalmente es de 2 a 5 km más alta que la velocidad promedio con base en la distancia.

2.- Volúmen.- Es el número de vehículos que pasan por un punto en un camino o carril del mismo, durante una hora, expresado en vehículos por hora.

3.- Valor del Flujo.- Es el número de vehículos que pasan por un punto en un camino o carril del mismo, durante un período de tiempo menor a una hora, expresado como un valor equivalente en vehículos por hora.

La diferencia entre volúmen y valor de flujo debe ser claramente entendida. Un volúmen representa un número comprobado de vehículos pasando por un punto en una hora. Un valor de flujo representa el número de vehículos que podrían pasar por un punto en una hora, si continuaran llegando en el número observado durante un período más corto de tiempo. El valor de flujo es obtenido

nido dividiendo el número de vehículos observados que pasan por un punto, entre el tiempo (en horas) durante el que fueron observados. De esta manera, 100 vehículos observados en un período de 15 minutos representa un valor de flujo de:

$$100 \text{ veh./}0.25 \text{ h.} = 400 \text{ veh\u00edculos por hora}$$

La diferencia entre vol\u00famen y valor de flujo se ilustra en el siguiente ejemplo, en el que el conteo fue efectuado durante un per\u00edodo de una hora:

17:00 - 17:15	1000 veh.
17:15 - 17:30	1200 veh.
17:30 - 17:45	1100 veh.
17:45 - 18:00	1000 veh.

El vol\u00famen para esta hora es la suma de los --  
conteos = 4300 vph. .

El valor de flujo, sin embargo, var\u00eda en cada per\u00edodo de 15 minutos. Durante el per\u00edodo de m\u00e1xima demanda, el valor de flujo es de:  $1200 \text{ veh/}0.25 \text{ hrs} = 4800 \text{ vph}$ . Observe que este n\u00famero de veh\u00edculos en realidad no pasa el punto estudiado en una hora, pero que s\u00ed pasan el punto a esa tasa o valor de flujo durante 15 minutos.

La consideraci\u00f3n del valor de flujo m\u00e1ximo es de gran importancia ya que una falla en la autopista que dure algunos minutos puede requerir de varias horas para su normalizaci\u00f3n. Los procedimientos y gu\u00edas que se presentan aqu\u00ed, est\u00e1n basados en valores de flujo uniforme.

Esto es con objeto de que los valores de flujo m\u00e1ximo puedan usarse directamente y para asegurar que la

descripción de las operaciones durante esos períodos sea significativa.

La unidad de tiempo que se utiliza para el flujo en las autopistas ha sido históricamente de 5 minutos. En los últimos años, un gran número de ingenieros ha utilizado 15 minutos (9) por razones prácticas.

Además, los resultados del estudio sobre tramos de Entrecruzamiento (3), incluyó la conclusión de que los períodos de 5 minutos eran estadísticamente inestables.

Muchos analistas, a pesar de todo, prefieren el uso de los 5 minutos, ya que ello permite examinar las fluctuaciones cortas en las condiciones que se observan. Para los propósitos de este trabajo, cualquiera de los dos períodos puede utilizarse en tanto que el valor de flujo sea uniforme en período estudiado.

Los valores de flujo máximo se relacionan con los volúmenes por medio del factor de hora de máxima demanda que se define como:

$$FHMD = \frac{\text{Volúmen (por una hora)}}{\text{Valor Máximo de Flujo (dentro de la hora)}}$$

Entonces, para períodos de flujo de 5 minutos:

$$FHMD = \frac{V}{12 \times N_5}$$

En donde: 12 es el número de períodos de 5 minutos en una hora.

Y, para períodos de 15 minutos:

$$FHMD = \frac{V}{4 \times N_{15}}$$

En donde: 4 es el número de períodos de 15 minutos en una hora.



Donde:

FHMD = Factor de la Hora de Máxima Demanda

V = Volúmen (de una hora completa)

$N_5$  = Conteo máximo observado en 5 minutos durante la hora de estudio.

$N_{15}$  = Conteo máximo observado en 15 minutos durante la hora de estudio.

Cuando el factor de la hora de máxima demanda es conocido, los volúmenes de la hora completa pueden convertirse a valores de flujo máximo, frecuentemente es necesaria tal conversión antes de iniciar el cálculo para cada problema en particular.

4.- Densidad.- Es el número de vehículos que ocupan una longitud dada de camino o de carril, promediada en tiempo y expresada en vehículos por kilómetro.

La densidad casi nunca se mide directamente ya que esto requiere observaciones aéreas de alto costo. La densidad, el valor de flujo y la velocidad promedio con base en la distancia, están relacionadas en la siguiente ecuación:

$$VF = \bar{v} \times D$$

En donde:

VF = Valor de Flujo

$\bar{v}$  = Velocidad Promedio con base en la Distancia.

D = Densidad en veh/km

Conociendo el valor de flujo y la velocidad - promedio con base en la distancia, la densidad puede calcularse a partir de esta relación.

Los parámetros discutidos en esta sección (velocidad promedio con base en la distancia, volúmen, valor de flujo, factor de la hora de máxima demanda y densidad) son los más frecuentemente utilizados en la descripción de una corriente de tránsito.

5.- Velocidad Ponderada de Proyecto (VPP).- El análisis de capacidad para tramos considerables de autopista, se basa en la velocidad ponderada de proyecto, - que es la velocidad de proyecto compensada para el tramo y en la que la velocidad de proyecto de cada componente es ponderado en función de su longitud fijando una velocidad de 110 km/hora a los tramos rectos. El cálculo de la velocidad ponderada de proyecto para un tramo de varios kilómetros se ilustra en la Fig. 1.3.

6.- Flujo bajo condiciones Ideales.- Las condiciones ideales para una autopista implican:

- 1.- Carriles de 3.65 m de anchura.
- 2.- Cuando menos 2 carriles para uso exclusivo de los vehículos en cada sentido.
- 3.- Un mínimo de 1.80 m entre la orilla de los carriles extremos y el obstáculo u objeto más cercano a la orilla de la calzada.
- 4.- Ausencia de camiones, autobuses o vehículos especiales en el tránsito. Es decir, se consideran únicamente vehículos ligeros.

La Fig. 1.4 muestra las relaciones existentes

entre la velocidad y el valor del flujo en diversas autopistas urbanas del Distrito Federal, bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y de la vía con características cercanas a las "ideales" antes mencionadas. Estas relaciones, que fueron estimadas con base en estudios de campo son representativas de las corrientes de tránsito habituales en vías de acceso controlado.

En algunos casos los usuarios de los procedimientos aquí mencionados pueden obtener datos en el lugar que deseen analizar y preparar su propio juego de curvas representativas de velocidad-flujo dado que en la mayoría de las condiciones se analizan para la demanda máxima, que son los períodos que se utilizan en el análisis y el proyecto, las curvas presentadas en la Fig. 1.4 son razonablemente precisas y pueden ser usadas directamente.

Las curvas de la Fig. 1.4 corresponden a condiciones limitadas del camino, tales como: ancho de carril, distancia para obstáculos laterales, velocidad ponderada de proyecto de 95 km/hora. Pero fueron seleccionadas de tal manera que fueron lo más cercano posible a las condiciones ideales requeridas por las autopistas. De la curva se observa que existe un amplio rango de flujo -- en el cual la velocidad es insensible al mismo rango y se extiende hasta valores de flujo bastante elevados. -- Cuando el flujo se acerca a la capacidad, la velocidad disminuye con una tasa extremadamente fuerte.

Las dos últimas características antes mencionadas son de importancia fundamental en el sentido de que ambas nos indican que quizá la velocidad puede no ser un indicador tan bueno de la calidad del servicio, como se

había indicado en el Manual de 1965, particularmente para proyectos de alta velocidad que se encuentren en el orden de 110 km/hora.

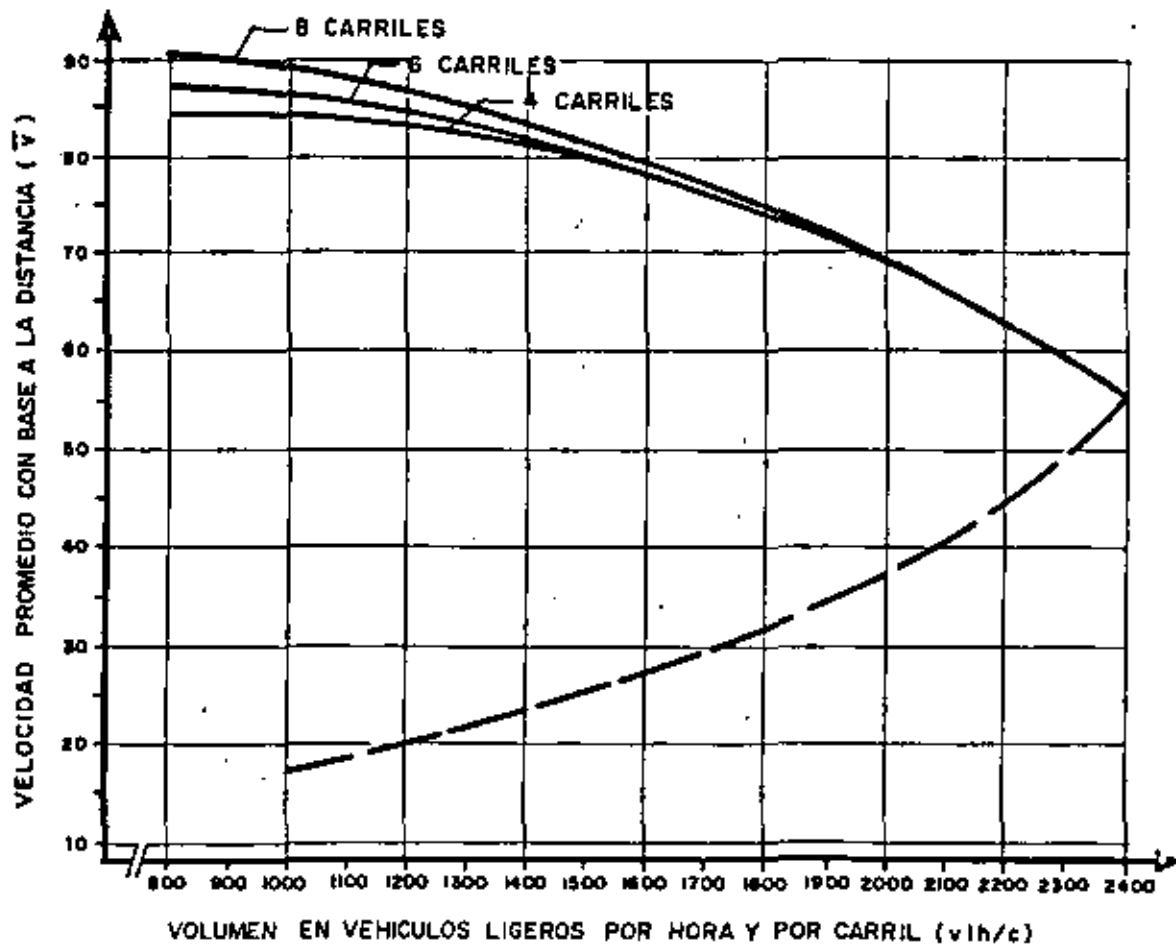
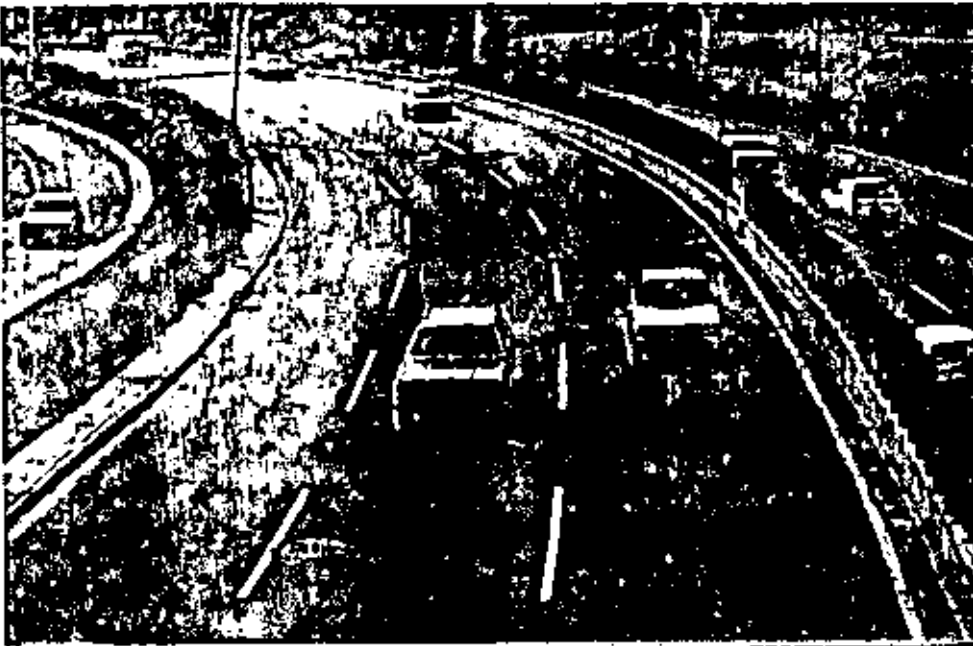
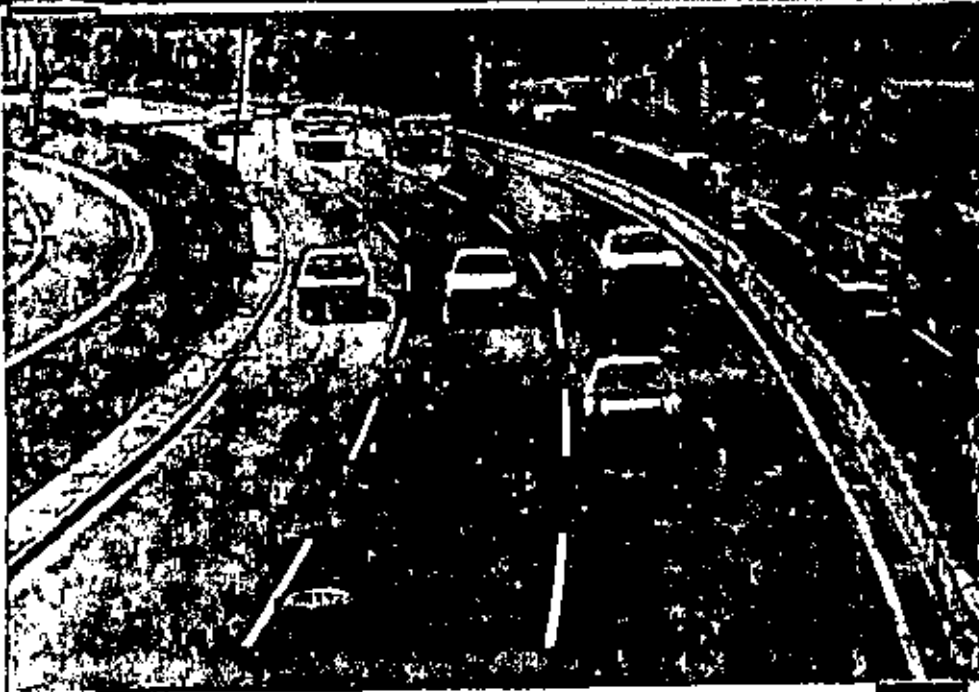


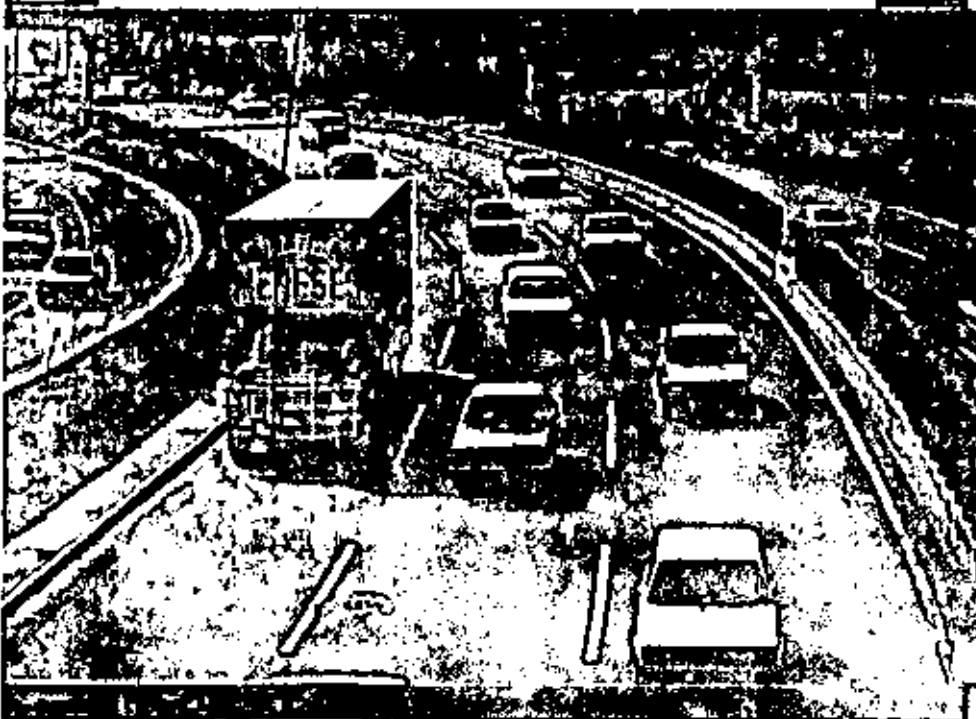
FIGURA 1.4  
 CARACTERISTICAS DE VELOCIDAD-FLUJO EN DIVERSAS AUTOPISTAS URBANAS DE LA CIUDAD DE MEXICO



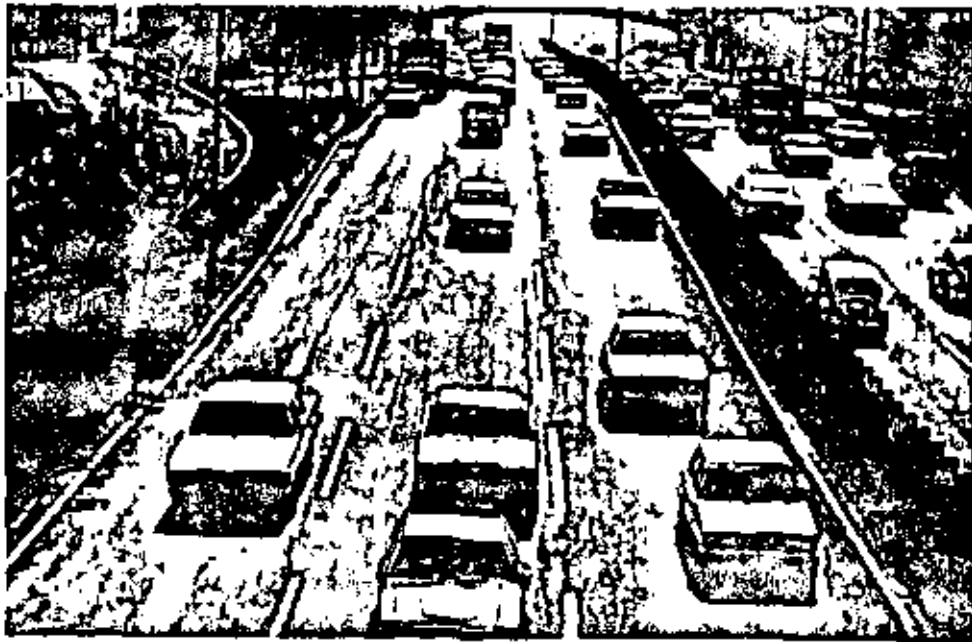
Nivel de Servicio A  
1.5



Nivel de Servicio B  
1.6

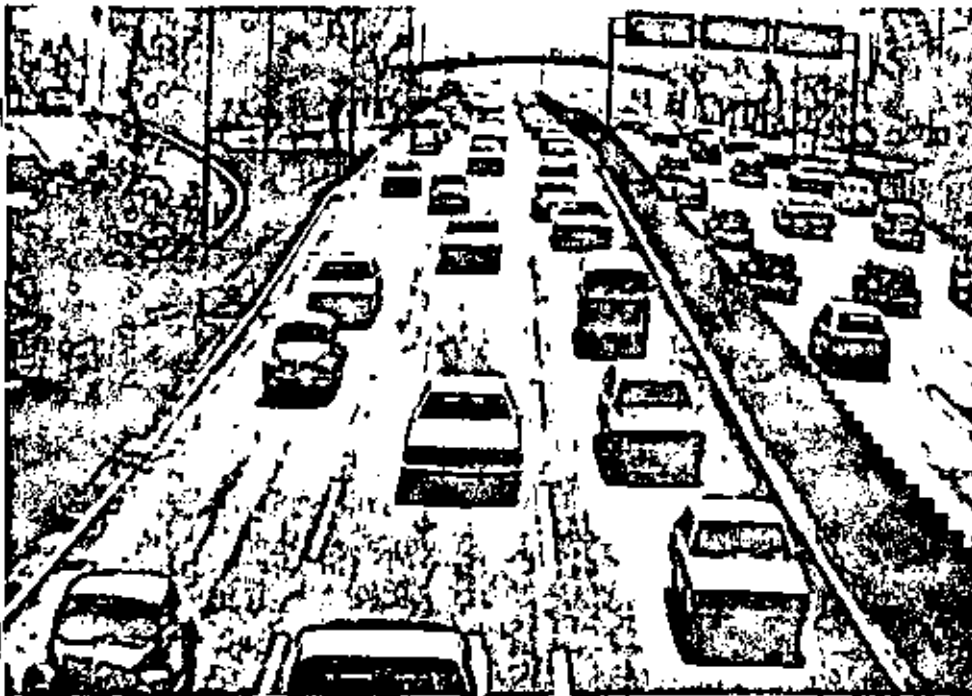


Nivel de Servicio C  
1.7



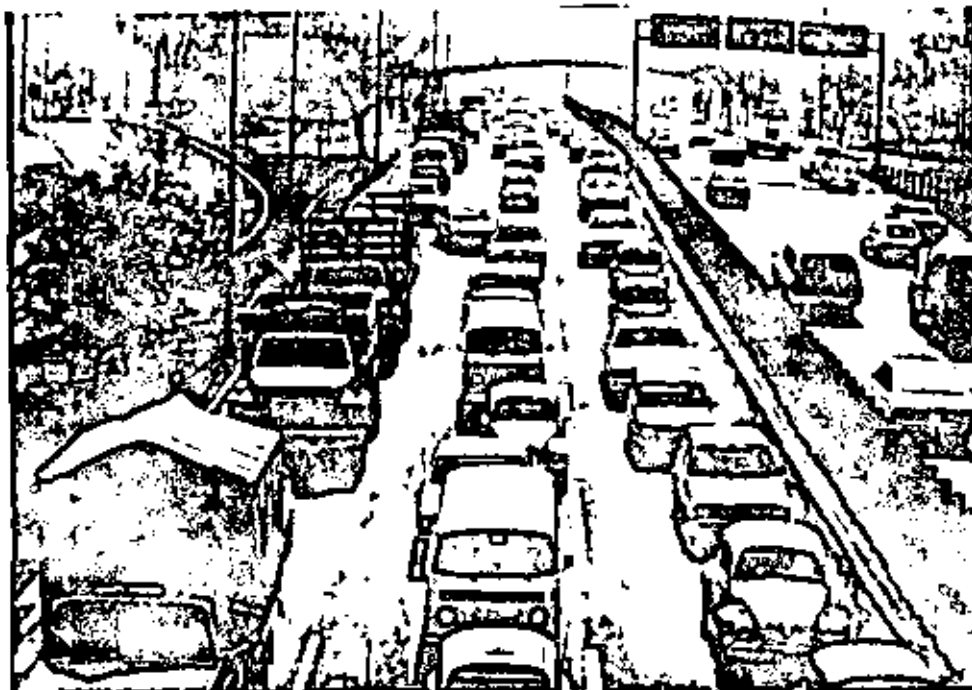
Nivel de Servicio D

1.8



Nivel de Servicio E

1.9



Nivel de Servicio F

1.10

7.- El Concepto de Nivel de Servicio.- El Manual de 1965 define el Nivel de Servicio como una medida cualitativa del efecto de una serie de factores entre los cuales destacan la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad para manejar, la seguridad, la comodidad y los costos de operación. Cada nivel de servicio debe considerarse como un rango de condiciones de operación, limitado por los valores de algunos de los factores mencionados.

En el nuevo Manual realizado en México, se utiliza el concepto de Nivel de Servicio como en el Manual de 1965, definiendo seis niveles de servicio del A hasta el F para autopistas. Sin embargo, el proyectista debe tener cuidado para evitar confundir el criterio que aquí se define y que difiere considerablemente del criterio utilizado en el Manual de 1965. Los niveles denominados de la A a la F representan condiciones de operación de mejores a peores y se representan fotográficamente en las figuras 1.5 a 1.10.

NIVEL DE SERVICIO A.- Representa condiciones de flujo libre en las que la velocidad individual es controlada según el deseo del automovilista y por las condiciones prevalecientes y no por la presencia inter<sup>u</sup>ferencia de otros vehículos. La habilidad para maniobrar dentro de la corriente del tránsito no está restringida.

NIVEL DE SERVICIO B, C y D.- Representan niveles crecientes del valor de flujo, asociados con una mayor inter<sup>u</sup>ferencia entre los vehículos de la corriente. La velocidad promedio con base en la distancia,

permanece relativamente constante a través de una porción de estos rangos; pero la habilidad de cada conductor para seleccionar libremente su velocidad se ve restringida progresivamente al mismo tiempo que el Nivel de Servicio empeora.

**NIVEL DE SERVICIO E.-** Es representativa de la operación en ó cerca de la capacidad. En esta situación se disponen de pocos espacios y la facilidad para maniobrar dentro de la corriente se ve seriamente limitada mientras que las velocidades son bajas y se encuentran próximas a 55 km/h. La operación en este nivel es inestable y la menor alteración o falla puede causar un rápido deterioro del flujo hacia el Nivel F.

**NIVEL DE SERVICIO F.-** Representa el flujo forzado de congestionamiento. En este nivel se presentan condiciones de intermitencia entre paradas y avances en la corriente del tránsito y la operación en un punto dado, lo mismo que en pequeños tramos adyacentes de la autopista, pueden variar muy intensamente de un minuto a otro, mientras que el congestionamiento se propaga en la corriente general. Las operaciones a este Nivel son altamente inestables e impredecibles.

Los Niveles de Servicio se definen con mayor detalle para cada tipo de componente de las autopistas en los siguientes incisos de este trabajo.

El criterio seguido a través de los procedimientos empleados en el nuevo Manual es de que el Nivel de Servicio es una medida cualitativa que se define en funciones de parámetros que hagan uso de la experiencia y la percepción de la calidad del servicio como la ve el conductor individualmente. Los parámetros deben ser medidos fácilmente.



La velocidad es uno de los parámetros principales que experimenta el conductor directamente y ha estado tradicionalmente asociada con la definición de Nivel de Servicio. Desafortunadamente las relaciones velocidad-Flujo de la Fig. 1.4 indican que, para un amplio rango de volúmenes, la velocidad es insensible a los niveles de flujo. Por consecuencia, la velocidad es un ingrediente importante en la definición de la calidad del servicio pero no es el único parámetro involucrado al definir los Niveles de Servicio.

Los conductores también experimentan directamente la proximidad de otros vehículos, las dificultades para realizar cambios de carril y otras maniobras internas así como dificultades al incorporarse o al salir de la autopista. Varios de estos factores no pueden ser medidos fácilmente de manera directa, pero todos ellos están generalmente relacionados con la densidad, que es una medida que describe el número de vehículos presentes en la unidad de longitud de una autopista.

De este modo, los Niveles de Servicio para tramos básicos de autopista se definen utilizando la velocidad y la densidad. Los Niveles de Servicio en zonas de entrecruzamiento y enlaces se basan en la velocidad pero están relacionados directamente con las definiciones para tramos básicos de autopistas.

Las bases para el análisis de capacidad son la relación entre varios niveles de flujo y el Nivel de Servicio bajo las condiciones prevalecientes. Se utilizan procedimientos de cálculo para determinar estas relaciones. La tabla de Niveles de Servicio para condiciones ideales correlaciona los niveles de flujo con cada nivel de servicio. El nivel de flujo para un Nivel de Servicio

dado se denomina Volumen de Servicio. No se define ningún Volumen de Servicio para el Nivel F que representa una condición forzada y altamente inestable.

Obsérvese que un nivel de Servicio representa un rango de condiciones de operación. El Volumen de servicio se define como el valor máximo que puede ser acomodado bajo las condiciones prevaletientes del tránsito y del camino conservando una calidad de operación apropiada al Nivel de Servicio indicado. Los Niveles de Servicio se definen por la velocidad y la densidad. Los valores del Volumen de Servicio calculados y tabulados en el nuevo Manual están de acuerdo con la relación velocidad-flujo expuesta en la Fig. 1.4.

El concepto de Nivel de Servicio es fundamental para el análisis de la capacidad. Con base en lo anterior no es recomendable que las autopistas operen o sean proyectadas para operar a su capacidad. Es necesario que el proyectista identifique los valores máximos de flujo que pueden ser demandados bajo un conjunto de condiciones de operación. El concepto de Nivel de Servicio permite lograr lo anterior.

Los factores que afectan la capacidad y niveles de servicio en autopistas son:

- a) Factores del Camino:
  - 1.- Anchura de carriles inadecuada ( $< 3.65$  m)
  - 2.- Distancia lateral a obstáculos ( $< 1.80$  m de la orilla del pavimento).
  - 3.- Carriles auxiliares inadecuados.
  - 4.- Condiciones de alineamiento y superficie pobres.

## 5.- Pendientes

### b).-Factores del Tránsito:

- 1.- Camiones, autobuses y vehículos recreacionales
- 2.- Utilización relativa de carriles
- 3.- Factor de la hora de máxima demanda.

Procedimiento y Secuela para el estudio de Niveles de Servicio y Capacidad en autopistas.-

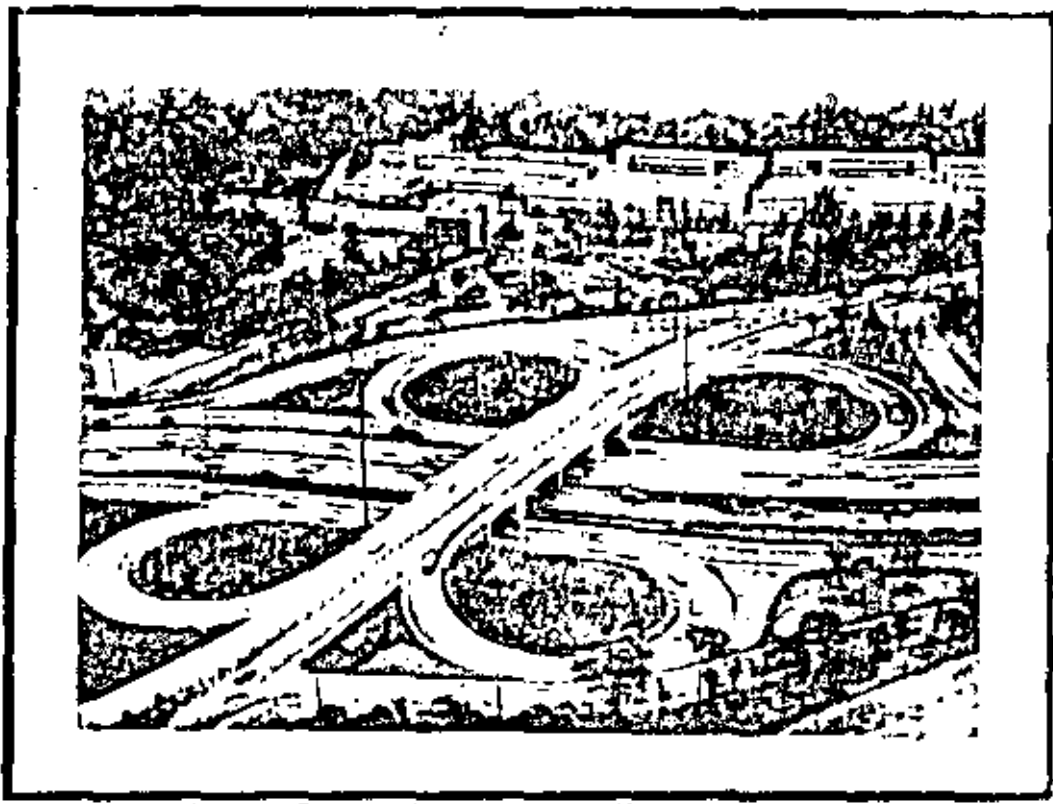
a) Procedimiento para el Proyecto.- Dado un conjunto de volúmenes de demanda pronosticados, así como las características del tránsito y las normas de proyecto para obtener la velocidad ponderada de proyecto (VPP), anchura de carriles y las distancias a obstáculos laterales, se puede utilizar el procedimiento para obtener las características geométricas (número y configuración de carriles). Para zonas de entrecruzamiento pueden requerirse algunos cálculos en base a tanteos.

b) Procedimiento para la Revisión ó Análisis.- Una vez conocido un conjunto de volúmenes, características de tránsito y geometría, la situación puede analizarse para determinar el Nivel de Servicio o si se requiere mayor detalle, las velocidades y densidades de la autopista en estudio.

El proyectista deberá ser muy cuidadoso de estos procedimientos ya que se proporcionan para ser utilizados como una guía y no sustituyen o reemplazan la responsabilidad en la toma de decisiones o de selección entre las posibles alternativas de solución.

Los procedimientos proporcionan al usuario de estimaciones razonablemente precisos de las condiciones probables de operación, dentro de las situaciones prevale

cientes. El ingeniero deberá decidir qué proyecto, de los que se intenten, o qué mejora deberá seleccionarse - con apoyo en estimaciones de rendimiento, costo-beneficio, impacto ambiental y otros factores. Los procedimientos - proporcionan información importante para que los ingenieros y planificadores lo hagan con una base sólida.



### III) ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN TRAMOS BASICOS DE AUTOPISTA.

Los tramos básicos de una autopista pueden definirse como aquellos cuya operación no se ve interferida por la presencia cercana de enlaces de entrada, de salida o zonas de entrecruzamiento.

Los tramos de influencia para enlaces y zonas de entrecruzamiento se definen como sigue:

- 1.- Tramos para enlace de entrada: Desde 150 metros antes de la convergencia hasta 750 metros después de la convergencia. Lo que da una longitud total de 900 m para el tramo de influencia.
- 2.- Tramos para enlace de salida: Desde 750 metros antes de la convergencia y 150 metros después de la convergencia. Lo que da una longitud total de 900 m para el tramo de influencia.
- 3.- Tramos para zonas de entrecruzamiento: Desde 150 m antes de iniciar el entrecruzamiento y 150 metros después del entrecruzamiento. A la suma de los valores anteriores se le deberá agregar la longitud del entrecruzamiento para obtener la longitud total del tramo de influencia para la zona de entrecruzamiento.

Un estudio realizado por Worrall llevó a la conclusión de que el impacto producido por el efecto de un enlace bajo un flujo congestionado puede extenderse hasta 1900 m corriente arriba en la autopista y ser tan reducido como 530 m en condiciones de flujo libre.

Los tramos de influencia que se indican anteriormente se proporcionan como una guía general. El tra

mo de influencia en cualquier caso depende de numerosos factores entre los que destacan los volúmenes de tránsito, la geometría del tramo y otras condiciones locales. En autopistas urbanas en las que con frecuencia se presentan condiciones de flujo forzado, el congestionamiento en un enlace o en una zona de entrecruzamiento puede dar lugar a la formación de colas e influir en varios kilómetros de la autopista. Los conceptos anteriores fueron obtenidos para enlaces a la derecha y por consecuencia puede suponerse que los tramos de influencia y efectos serán mayores para enlaces a la izquierda.

La definición del tramo básico de autopista está sujeta al criterio de los ingenieros proyectistas. Las autopistas rurales están constituidas principalmente por tramos básicos. Sin embargo, durante las horas de flujo menor, tanto las zonas de entrecruzamiento como los tramos de influencia debido a enlaces pueden comportarse como tramos básicos.

Niveles de Servicio.- Como se expuso en el capítulo anterior los Niveles de Servicio para tramos básicos de autopista se basan en dos parámetros directamente: La velocidad promedio con base en la distancia y la densidad.

El criterio que se aplica para definir el Nivel de Servicio en los tramos básicos de autopista se muestran en la Tabla 2.1. Este criterio ha sido obtenido de las curvas-velocidad-volumen (Fig. 1.4). Es decir se basan en relaciones observadas en campo. De esta manera para las velocidades y densidades mostradas en la Tabla 2.1, (ver apéndice A) los valores de flujo que se indican son los que pueden esperarse en una autopista normal. Para de

finir el Nivel de Servicio se deberán conocer los valores correspondientes de velocidad y densidad.

Sin embargo debe advertirse que las relaciones observadas entre velocidad-volumen-densidad, ciertamente varían y que las observaciones en una autopista específica pueden diferir un tanto de los valores de la Tabla 2.1. Esta tabla representa condiciones típicas observadas en la Ciudad de México para tramos básicos en el Anillo Periférico, Radial San Joaquín e Insurgentes Norte.

Los Niveles de Servicio definidos en el capítulo anterior son válidos para los tramos básicos de autopistas.

Criterios de Aplicación.- La tabla 2.1 (ver apéndice A) se basa en valores de flujo máximo en los que el Factor de la hora de máxima demanda es igual a 1.00

$$\text{Valor máximo de flujo} = \frac{\text{Volumen horario de proyectopor sentido (En veh lig/h)}}{F H M D}$$

(En veh lig/h)

El criterio permite que el valor máximo de flujo sea usado para describir variaciones en la calidad de la circulación en períodos de tiempo menores a una hora. Por ejemplo, si en una autopista de seis carriles con velocidad ponderada de proyecto de 95 km/h tuviera un valor de flujo de 5000 veh ligeros/hora durante 15 minutos y un valor de flujo de 5500 veh lig/h para el resto de la hora, éstos - podrían definirse como Niveles de Servicio C y D respectivamente (Ver tabla 2.1) en vez de estar en un solo Nivel de Servicio para toda la hora como se obtenía en el Manual de 1965.

Para Revisiones o Análisis de tramos básicos en autopistas se utiliza también la tabla 2.1, la cual puede utilizarse con cualquier valor de flujo que cumpla con la condición de ser uniforme dentro del período seleccionado. Un valor de flujo uniforme es el valor de flujo para un intervalo de tiempo dado (5, 6, 10 ó 15 minutos) en el que dicho valor de flujo no varía de manera significativa durante subperíodos del intervalo estudiado.

Para proyecto de tramos básicos en autopista el Manual de 1965 especificaba el uso de Nivel de Servicio C para zonas urbanas y suburbanas y las especificaciones - - AASHTO definen el Nivel C y D y para zonas rurales el Nivel de Servicio B. Las especificaciones del nuevo Manual establecen que el criterio para los Niveles de Servicio deben enfocarse de manera diferente.

Para autopistas con velocidad ponderada de proyecto de 110 km/h, la diferencia entre el volumen máximo que puede acomodarse a un Nivel de Servicio C y la Capacidad es pequeña. Dado el margen de error en las técnicas establecidas para el pronóstico de tránsito, el proyectar en los límites extremos de los Niveles de Servicio C, D y E (capacidad) no es recomendable para autopistas con velocidad ponderada de proyecto de 110 km/h. El proyecto debe ajustarse a los Niveles de Servicio A y B que figuran en la tabla 2.1. Siendo aceptable para autopistas con velocidad ponderada de proyecto de 80 ó 95 km/h, el Nivel de Servicio C. Se recomienda que ningún proyecto se realice con una relación volumen/capacidad mayor de 0.80 y ésta sólo en casos extraordinarios.

La reducción en los volúmenes de servicio debido al tránsito de fin de semana, varía de acuerdo a condi-



ciones locales y existen pocos datos para cuantificar este efecto. Al utilizar la tabla 2.1 se recomienda que el volumen de servicio máximo se reduzca de un 10 a un 15 por ciento.

Procedimiento de Cálculo y Secuelas para el Proyecto y Revisión ó Análisis.-

a) Procedimiento de Cálculo y Ecuación General:

Los procedimientos de cálculo para los tramos básicos de autopista son relativamente sencillos e involucran una sola ecuación:

$$VS = VSM \quad x \quad W \quad x \quad Q$$

Donde:

VS = Volumen de servicio bajo las condiciones prevalentes del tránsito y del camino para el nivel de servicio que se considera.

VSM = Volumen de servicio máximo bajo condiciones "ideales" tomado directamente de la tabla 2.1 o calculado de la tabla 2.2 (Ver apéndice A) usando la siguiente ecuación:

$$VSM = 2400 \quad x \quad N \quad x \quad v/c$$

En donde:

W = Factor de ajuste para el efecto combinado de ancho de carril restringido y distancia a obstáculos laterales (Ver tabla 2.3 del apéndice A).

Q = Factor de ajuste para el efecto combinado de camiones, autobuses y vehículos recreativos en la corriente del tránsito (Ver tablas 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8) (Para camiones especiales ver además tablas A2.1 y A2.2.

N = Número de carriles en un solo sentido

V/C = Relación Volúmen/Capacidad.

Los volúmenes de servicio calculados de esta manera son representativos de un factor de la hora de máxima demanda igual a 1.00 o valores de flujo máximo dentro de la hora que se considera. Para efectos de proyecto el volumen de servicio (VS) es el volúmen horario de proyecto por sentido (VHPS), ajustado para representar un valor de flujo máximo.

b.- Secuela para Proyecto.- En el proyecto los elementos geométricos tales como: la geometría, el alineamiento, anchos de carril y distancia a obstáculos laterales, son definidos por las normas de proyecto vigentes. El proyectista utiliza los procedimientos de capacidad para determinar el número de carriles que serán necesarios para proporcionar el nivel de servicio deseado. En el proyecto, se utiliza la Tabla 2.2 seleccionando el proyectista una relación V/C proporcional al Nivel de Servicio del proyecto pretendido, bien sea en un punto intermedio o francamente cercano a los valores límite de dicho nivel.

- 1) Selecciónense los valores para el proyecto: relación V/C, velocidad ponderada de proyecto (VPP), ancho de carriles, distancias a obstáculos laterales, pendientes, etc.

- 2) Ajustese el volumen horario de proyecto por sentido (VHPS), para representar el valor de flujo máximo dividiéndolo entre el factor de la hora máxima de demanda (FHMD). Este es el valor del volumen de servicio que se utiliza en los cálculos.

$$VS = VHPS / FHMD$$

- 3) Encuéntrense los factores de corrección W y Q (si es necesario) Obsérvese que el factor Q puede ser ligeramente diferente para autopistas de 4, 6 u 8 carriles. Una exposición detallada de estos factores se da más adelante.
- 4) Inclúyanse los valores encontrados en los Pasos 2 y 3 en la ecuación:

$$VS = 2400 \times N \times V/C \times W \times Q .$$

y despeje el valor de N, que es el número de carriles necesarios para un sentido de la autopista:

$$N = VS / (2400 \times V/C \times W \times Q)$$

Si el proyecto indica la necesidad de un carril auxiliar de subida para camiones, la operación de todo el tramo debe verificarse utilizando la técnica específica para carriles auxiliares de subida.

c) Secuela para la Revisión o Análisis.- En el análisis, los volúmenes reales de tránsito y la geometría son generalmente conocidos, mientras que el Nivel de Ser--

vicio es el que debe encontrarse, por medio de los siguientes pasos:

- 1) Conviértase el volúmen real observado (demanda) al volúmen de servicio dividiendo entre el FHMD. Este será el volúmen de servicio que será utilizado en los cálculos.

$$VS = \text{VOLUMEN DE DEMANDA} / \text{FHMD}$$

- 2) Obténganse los valores de corrección W y Q
- 3) Calcúlese el VSM correspondiente al tramo en estudio.

$$\text{VSM} = \text{VS} / ( W \times Q )$$

- 4) Compárese el VSM calculado con el VSM de la Tabla 2.1 para determinar el Nivel de Servicio al cual opera el tramo analizado.

Cuando se requiere un carril auxiliar de subida para camiones, deberá suponerse un Nivel de Servicio dado. El número de camiones que utilizan el carril es restado -- de los carriles de tránsito mixto, y el Nivel de Servicio en dichos carriles es determinado utilizándose el volúmen remanente. Esta operación se repite hasta que el Nivel de Servicio considerado, es igual al calculado.

En el Análisis, también es posible determinar el Nivel de Servicio para períodos distintos a los de flujo máximo. Cualquier período de flujo uniforme puede ser analizado, utilizando el valor de flujo de interés en lugar del valor de flujo máximo del Paso 1.

#### IV) ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECruzAMIENTOS.

El entrecruzamiento se define como el cruce de dos o más corrientes de tránsito avanzando en la misma - dirección a lo largo de un tramo significativo del camino sin el auxilio de semáforos de tránsito. Los tramos de entrecruzamiento se forman cuando dos o más ramales - convergen en el mismo sentido formando una sola calzada y después se separan para crear de nuevo dos o más ramales. La figura 3.1 nos ilustra la formación de un tramo de entrecruzamiento simple. Las zonas de entrecruzamiento múltiple se forman en donde dos o más puntos de mezcla son seguidos por una divergencia o donde un solo punto de mezcla es seguido por dos o más puntos de divergencia (ver Fig. 3.9 y 3.10)

Las zonas de entrecruzamiento involucran necesariamente maniobras intensas para el cambio de carril, ya que los vehículos que se entrecruzan deben cambiarse al carril apropiado para tomar su rama de salida. Debido a esto, los vehículos que no se entrecruzan pueden -- también efectuar cambios de carriles en un número mayor de lo normal para alcanzar los carriles externos y evitar la turbulencia de entrecruzamiento. Debido a esta - turbulencia, la operación de los vehículos de la autopista es considerablemente diferente a la de un tramo abierto de la misma y los vehículos ocupan más espacio que en los tramos denominados "básicos".

La necesidad de que muchos automovilistas deban efectuar cambios de carril para completar movimientos de entrecruzamiento, introduce un nuevo factor geométrico que debe considerarse: la longitud. La longitud de las

zonas de entrecruzamiento restringe el tiempo y la distancia en la cual el conductor que realiza un entrecruzamiento deberá también hacer los cambios necesarios de carril. De esta manera, mientras que la longitud disminuye la intensidad del cambio de carril aumenta para cualquier volumen. La longitud de una zona de entrecruzamiento se muestra en la Fig. 3.2 (Ver apéndice A), la cual se considera desde un punto en el cual las dos ramas de entrada están separadas 0.60 m hasta el punto en el cual las ramas de salida están separadas 3.60 m.

Parámetros de interés.- Existe un número de parámetros que afectan la operación de las zonas de entrecruzamientos. Por su utilidad los enlistaremos a continuación:

- $L_{30}$  = Longitud de la Zona de Entrecruzamiento en porciones de 30 metros
- $L$  = Longitud de la Zona de Entrecruzamiento, en metros
- $N$  = Número de carriles de la Zona de Entrecruzamiento
- $N_E$  = Número de carriles utilizados teóricamente por los vehículos que se entrecruzan.
- $N_{NE}$  = Número de carriles utilizados teóricamente por vehículos que no se entrecruzan.
- $V$  = Volúmen total en el tramo de entrecruzamiento en v/h
- $V_E$  = Volúmen total de vehículos que se entrecruzan en v/h
- $V_{NE}$  = Volúmen total de vehículos que no se entrecruzan, en v/h
- $V_{EL}$  = El mayor de los dos flujos de entrecruzamiento, en v/h

$V_{E2}$  = El menor de los dos flujos de entrecruzamiento, en vlh

R = Relación de entrecruzamiento,  $V_{E2}/V_E$

RV = Relación de volúmen  $V_E/V$

$\bar{V}_E$  = Velocidad promedio con base en la distancia de los vehículos que se entrecruzan, en kilómetros por hora.

$\bar{V}_{NE}$  = Velocidad promedio con base en la distancia de los vehículos que no se entrecruzan, en kilómetros por hora

$\bar{V}$  =  $\bar{V}_{NE} - \bar{V}_E$

$N_E/N$  = Porción o fracción del total de carriles usados por los vehículos que se entrecruzan.

Note que por definición  $N = N_E + N_{NE}$

Niveles de Servicio en zonas de Entrecruzamiento.- Las zonas de entrecruzamiento son generalmente complejas en su operación y no siempre muestran características homogéneas. Por diversas razones los flujos de entrecruzamiento y de no entrecruzamiento pueden experimentar condiciones de operación bastante diferentes. Por lo tanto, los niveles de servicio se definen separadamente tanto para los flujos con entrecruzamiento como para los que no lo tienen. La diferencia de velocidades de los flujos que se entrecruzan con respecto a los que no se entrecruzan deberá ser de 18 km/h para tener una operación aceptable. Los límites mínimos de la velocidad promedio, fueron seleccionados de acuerdo con los Niveles de Servicio de los tramos básicos de autopista, modificados por la relación observada entre la velocidad y volú-

men de vehículos que no se entrecruzan. Esta relación se muestra a continuación.

$$V_{NE} = 1500 N_{NE} - 31.25 \bar{v}_{NE} + 1900$$

La relación es válida en el rango de un flujo estable lo que implica una  $\bar{v}_{NE}$  igual o mayor a 40 km/h. La relación entre el volúmen que no se entrecruza y la velocidad de los mismos es lineal.

El volúmen y los parámetros de proyecto asociados con los niveles de servicio se definen por medio de ecuaciones, en las cuales la velocidad es un parámetro determinante.

Tipos de configuración en zonas de entrecruzamiento.- Uno de los factores más importantes que influyen en la operación de las zonas de entrecruzamiento es la configuración. La configuración se refiere a la posición relativa de los carriles en las zonas de entrecruzamiento en relación con las ramas de entrada y salida.

Para cada configuración hay un número máximo práctico de carriles que pueden ser ocupados por los vehículos que se entrecruzan ( $N_E$  máximo). Cuando los volúmenes de entrecruzamiento son tales que tienden a ocupar más de  $N_E$  (máximo) y el balance natural de utilización de carriles es alcanzado, la zona se considera forzada. En zonas forzadas los vehículos que no se entrecruzan frecuentemente muestran velocidades considerablemente mayores a las de los vehículos que si se entrecruzan, lo cual produce condiciones de operación poco deseable.



Hay cuatro tipos de configuración de zonas de entrecruzamiento: (Ver Fig. 3.3)

a).- Zonas de entrecruzamiento en enlaces,

1) Con carril auxiliar continuo.

b).- Zonas de entrecruzamiento principal:

2) Tipo I, sin balance de carriles en el punto de salida.

3) Tipo II, con balance de carriles en el punto de salida.

4) Tipo III, con línea de corona.

Procedimiento, Secuela y Ecuaciones para cálculo de Entrecruzamiento.- El procedimiento, secuela y ecuaciones aquí presentados fueron efectuados por un grupo de ingenieros del Polytechnic Institute de Nueva York para las condiciones expuestas en la Fig. 3.3.

Las ecuaciones y nomogramas fueron adaptados para condiciones de entrecruzamientos estudiados en la Ciudad de México, con características restringidas de geometría y velocidad en el Periférico y en el Viaducto Tlalpan, para casos como los que ilustran en la Fig. 3.3a.

Para cada tipo de configuración de zona de entrecruzamiento en las autopistas existen tres ecuaciones básicas: (Ver tabla 3.2)

1.- Una ecuación que controla el valor máximo de  $N_E$  para la configuración.

2.- Una ecuación que controla la relación existente entre las velocidades de los vehículos que se entrecruzan y los que no se entrecruzan.

- 3.- Una ecuación que controla la porción o fracción del total de los carriles utilizados por los vehículos que se entrecruzan.

En cada caso una de las ecuaciones se denomina secundaria, es decir que es válida sólo cuando la zona de entrecruzamiento no está forzada o sea cuando  $N_E < N_E$  (máximo).

Procedimiento y Secuela de cálculo para zonas de entrecruzamiento simple.- Los procedimientos de cálculo para zonas de entrecruzamiento se utilizan únicamente en la modalidad de revisión o análisis. Dados los volúmenes y una geometría conocida el procedimiento es utilizado para calcular las velocidades que se esperan en los flujos de vehículos que entrecruzan y los que no lo hacen. El cálculo se realiza por tanteos.

a) Secuela para entrecruzamientos Simples.-

Paso 1.- Ajuste todos los volúmenes para representar valores de flujo máximo (en v/h), utilizando la ecuación:

$$\text{Valor de flujo máximo (en veh.lig/hora)} = \frac{\text{Volumen en Veh lig/h}}{\text{FHMD} \times Q}$$

Paso 2.- Construya el diagrama de entrecruzamiento y calcule los parámetros del mismo indicados en la Fig. 3.4.

Nota: Los pasos del 3 al 9 representan un procedimiento por tanteos en el cual se supone un valor para  $\bar{v}_{NE}$  y verificado por cálculo. La solución se logra cuando los valores supuestos y los calculados coinciden.

ciden. Generalmente no se requieren más de tres intentos. Es conveniente iniciar con un valor alto de  $\bar{v}_{NE}$  con subsecuentes intentos a velocidades menores. Los estados forzados o no forzados dependen de  $\bar{v}_{NE}$ .

Paso 3.- Supóngase un valor  $\bar{v}_{NE}$  (Para usuarios no familiarizados una velocidad de 80 a 90 km/h es una buena base para empezar).

Paso 4.- Determínese  $\bar{v}_E$  (utilizando fig. 3.5) de acuerdo al tipo de zona de entrecruzamiento. Si el proyectista lo prefiere puede utilizar directamente las ecuaciones de la tabla 3.2.

Paso 5.- Determínese  $N_E$  (máximo) de la Fig.3.6 para el caso de entrecruzamientos principales. El  $N_E$  (máximo) para entrecruzamiento de enlaces es 2.0. El proyectista puede optar por utilizar las ecuaciones de la tabla 3.2 directamente.

Paso 6.- Determínese  $N_E/N$  utilizando la Fig.3.7 para el tipo apropiado de zona. El proyectista puede utilizar también las ecuaciones de la tabla 3.2 de manera directa.

Paso 7.- Calcule  $N_E = N \times (N_E/N)$  y compare  $N_E$  con  $N_E$  (máximo), para determinar si la sección está o no forzada.

Si  $N_E > N_E$  (máximo), la sección está forzada (ir al Paso 8)

Si  $N_E < N_E$  (máximo) la sección no está forzada (ir al Paso 9).

Paso 8.-

- a) Establézcase  $N_E = N_E$  (máximo);  $N_E/N = N_E$  (máx)
- b) Calcúlese  $N_{NE} = N - N_E$  (máx)
- c) Determínese  $\bar{v}_{NE}$  de la Fig. 3.8, entrando con un valor de  $v_{NE}$ . Como opción el proyectista puede utilizar la ecuación indicada directamente.
- d) Determínese  $\bar{v}_E$  de la fig. 3.5 para entrecruzamiento de enlaces o de la Fig. 3.7 para entrecruzamientos principales. Estas figuras representan relaciones primarias que son válidas tanto para los casos forzados como para los no forzados. La relación secundaria no es válida para los casos forzados. La Fig. 3.7 se utiliza con un  $N_E/N$  para este paso y se utiliza en sentido inverso para el Paso 6.

Se considera que el problema está terminado, es decir que no se necesitan más intentos, una vez que se ha determinado que el tramo se encuentra forzado.

Paso 9.-

- a) Calcúlese  $N_{NE} = N - N_E$
- b) Determínese la  $\bar{v}_{NE}$  utilizando la Fig. 3.8.
- c) Si  $\bar{v}_{NE}$  determinada en (b) no es igual a  $\bar{v}_{NE}$  su--  
puesta (dentro de un rango de  $\pm 4$  km/h de diferen--  
cia). Supóngase otra velocidad y repítanse los --  
cálculos).
- d) Si la  $\bar{v}_{NE}$  determinada en (b) es igual a la  $\bar{v}_{NE}$  su--  
puesta entonces tómense las  $\bar{v}_{NE}$  y  $\bar{v}_E$  calculadas

en el Paso 4 y determinense los Niveles de Servicio para los vehículos que se entrecruzan y los que no se entrecruzan, comparándolos con los criterios de la tabla 3.1.

Es importante observar que es necesario empezar los tanteos con velocidades altas hasta velocidades bajas. Si esto no se hace, puede aparecer una condición de forzamiento al terminar un cálculo, mientras que puede existir una solución sin forzamiento a otra velocidad. La Tabla 3.3 nos da un índice de las figuras utilizadas en los procedimientos de cálculo.

#### V.- ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN VIAS DE ENLACE.

Características básicas.- Un enlace puede ser descrito como una porción de camino que proporciona una conexión exclusiva entre dos carreteras o autopistas. Este capítulo se ocupa de la capacidad de enlaces para los cuales cuando menos una de las vías comunicadas es autopista. La capacidad de estos enlaces es controlada por uno de los siguientes tres elementos.

- ° La conexión del enlace a la autopista
- ° El cuerpo o fuste del enlace
- ° La transición del enlace al sistema de calles (generalmente una intersección a nivel).

Existe una gran variedad en el diseño físico de los enlaces así como de sus conexiones a la autopista. Los procedimientos aquí descritos son principalmente aplicables a diseños de primer orden aún cuando en donde se indique pueden utilizarse algunas relaciones - en casos de menor calidad de diseño.

Las normas de proyecto geométrico de enlaces y sus conexiones se dan en el Manual de Proyecto Geométrico (SCT) y deberán ser cuidadosamente considerados.

Procedimientos de Cálculo para las Conexiones Enlace-Autopista.- Cuando está siendo estudiado el proyecto de un enlace, la ubicación de éste y el proyecto general de la autopista ya han sido determinados - (cuando menos para un cálculo tentativo en particular). De este modo, los volúmenes de demanda son también datos conocidos más que resultados a despejar. También en el análisis los volúmenes son conocidos. Contando con una geometría conocida y los volúmenes, los procedimientos de cálculo se establecen para determinar los Niveles de Servicio existentes. De esta manera es completado el proyecto por medio de tanteos, suponiendo una configuración, aplicando volúmenes de pronóstico y encontrando los Niveles de Servicio resultantes.

Enseguida se presenta un procedimiento de -- cálculo -paso a paso- para el análisis de las conexiones de enlaces.

- 1) Establézcase la geometría y los volúmenes de demanda para el caso en estudio. Esto incluye la configuración de las rampas adyacentes.
- 2) Calcúlese  $V_1$ , el volumen en el carril 1 inmediatamente anterior a la rampa que se estudia, usando uno de los nomogramas incluidos en el apéndice A.
- 3) Encontrar el porcentaje de camiones en el volumen del carril 1 usando la Fig.4.6.
- 4) Convertir todos los volúmenes de vehículos mezclados

( $V_1$ ,  $V_e$ ,  $V_a$ ) a v/h dividiendo cada uno de ellos por un factor apropiado de ajuste para camiones, autobuses y vehículos recreativos. Estos factores se calculan usando los procedimientos presentados en el Capítulo II.

- 5) Calcúlese todos los volúmenes en los puntos de verificación, en general, (La Fig.4.2 lo ilustra)

$$V_m = \text{Volúmen de mezcla} = V_1 + V_e$$

$$V_d = \text{Volúmen de divergencia} = V_1$$

$$V_E = \text{Volúmen de entrecruzamiento expresado como tasa por cada 150 metros de longitud.}$$

$$V_A = \text{Volúmen en un punto de verificación medido justamente después de un enlace de entrada y justamente antes de un enlace de salida.}$$

- 6) Convertir todos los volúmenes de los puntos de verificación a máxima demanda. Valores (tasas) de flujo de máxima demanda por medio de la división de cada uno, entre el Factor de la Hora de Máxima Demanda (FHMD).
- 7) Comparar todos los volúmenes de los puntos de verificación convertidos con los criterios de la tabla 4.1 para determinar el Nivel de Servicio.

Ejemplos de problemas.-

Problema 1: Rampa de entrada aislada.

Considérese el siguiente enlace

¿Cuál es el Nivel de Servicio esperado para el enlace - ilustrado?

Solución: Utilizando el índice proporcionado en la tabla 3.2, se escoge la Fig. A4.1 como el nomograma adecuado para la solución de este caso.

Por tanto, el  $V_1$  inmediatamente antes del enlace puede ser calculado como sigue:

$$V_1 = -122 + 0.385 V_A + 0.366 V_e$$

$$V_1 = -122 + 0.385 (2500) + 0.366 (550)$$

$$V_1 = 1041 \text{ vph. (tránsito mezclado)}$$

o también puede encontrarse en el nomograma un valor de 1040 vph aproximadamente para el volumen en el carril número 1 ( $V_1$ )

Según la Fig. 4.6 alrededor del 67% de todos los camiones en la autopista estarán en el carril 1 justo antes del enlace de tal manera que:

$$\text{El total de camiones en la autopista} = 2500 \times 0.10 = 250$$

$$\text{Camiones en el carril 1} = 250 \times 0.67 = 168$$

$$\text{Porcentaje de camiones en carril 1} = (168/1041) \times 100 = 16\%$$

Ahora,  $V_1$ ,  $V_e$  y  $V_A$  pueden convertirse a vlh. Los valores de  $E_C$  se toman de la Tabla 2.4 del Capítulo II, y los valores de  $Q$  de la Tabla 2.8 del mismo Capítulo.

Concepto	Volumen (vph)	$E_C$	Camiones	$Q$	volumen (vlh) = $\frac{\text{volumen (vph)}}{Q}$
$V_1$	1041	2	16	0.86	1210
$V_e$	550	2	5	0.95	579
$V_A$	2500	2	10	0.91	2747



Ahora se calculan los volúmenes en los puntos de verificación:

$$V_m = V_e + V_1 = 579 + 1210 = 1789 \text{ v/h.}$$

$$V_A = (\text{después de la mezcla}) = V_A (\text{antes de la mezcla}) \\ + V_e = 2747 + 579 = 3326 \text{ v/h.}$$

Este número se amplía ahora a valores de flujo máximo dividiéndolo entre el factor respectivo FHMD. El Nivel de Servicio para la mezcla se encuentra comparando  $V_m$  con los criterios de la Tabla 4.1, para el volumen de la autopista, se encuentra comparándolo con la Tabla 2.1.

$$V_m = 1678/0.90 = 1987 \text{ v/h. (Nivel E, Tabla 4.9)}$$

$$V_A = 3326/0.90 = 3696 \text{ v/h. (Nivel C, Tabla 2.1)}$$

En este caso, el área de mezcla o convergencia es el factor que controla la situación (una situación indeseable) y por lo tanto el tramo de influencia de enlace de entrada estaría trabajando a un nivel de servicio E.

Una posible recomendación, que también deberá analizarse, para mejorar el nivel de servicio sería: aumentar un carril al cuerpo principal de la autopista después del enlace.

#### VI) CONCLUSIONES.

Podemos concluir que las principales diferencias con el Manual de 1965 para diferentes Niveles de Servicio y Capacidad en autopistas son las siguientes:

- 1.- Para definir el Nivel de Servicio ya no se utiliza la velocidad de operación como parámetro importante. Ahora se utilizan dos parámetros: La velocidad pro--

medio con base en la distancia y la densidad.

- 2.- Adquirió mayor relevancia el concepto de valor de flujo y el de valor de flujo máximo.
- 3.- En el nuevo Manual el período para estudio de valores de flujo o del Factor de la hora de máxima demanda (FHMD), ya no es exclusivamente de 5 minutos, sino que puede ser de 5 a 15 minutos. Además se da énfasis en que el período utilizado deberá tener una demanda uniforme.
- 4.- Los límites de la relación volumen/capacidad para cada Nivel de Servicio son diferentes a los del Manual de 1965. Lo anterior implica una modificación de los rangos de cada Nivel de Servicio. VPP = 100 km/h.

Nivel de Servicio	Manual de 1965 Densidad (vl/km)	Nuevo Manual Densidad (vl/km)
A	6.3	10
B	12.5	17
C	20.6	24
D	31.3	33
E	45	44
F	45	44

- 5.- En el nuevo Manual, los Niveles de Servicio recomendados para el proyecto de autopistas son: el nivel A y B, de tal manera que nunca se utilice una relación volumen/capacidad mayor de 0.800 o como máximo este valor. En el Manual de 1965 se recomendaban los niveles C para zonas urbana y suburbana y el nivel B para zona rural.

- 6.- En el Manual de 1965 se proyectaba para valores de - frontera del Nivel de Servicio. En el nuevo Manual - además de proyectar para valores frontera de Nivel de Servicio, se puede proyectar para valor interme-- dio del Nivel de Servicio.
- 7.- En el Manual de 1965 se obtenía un solo Nivel de Ser-- vicio para la hora de máxima demanda; en el nuevo - Manual se pueden obtener uno o más Niveles de Servi-- cio, dependiendo de los períodos seleccionados.
- 8.- En el nuevo Manual se incorporarán algunos parámetros investigados para la Ciudad de México.
- 9.- En el nuevo Manual, los métodos, en general, son más simplificados que los utilizados en el Manual de -- 1965 y se da un mayor uso de monogramas.  
La mayoría de los parámetros involucrados en el pre-- sente trabajo tienen mayor aplicación en zona urbana.  
Sería deseable que se continuaran las investigacio-- nes de diversos parámetros tanto urbanos como rura-- les que permitan a los proyectistas y planificadores contar con instrumentos técnicos adaptados a las ne-- cesidades nacionales. Quizá esto pudiera ser realiza-- ble a través de un Instituto de Tránsito y Transporte.

Tablas y nomogramas para el cálculo de niveles de servicio y capacidad en tramos básicos de autopistas, entrecruzamientos y entaces.

TABLA 2.1

NIVEL DE SERVICIO PARA TRAMOS BASICOS DE AUTOPISTA

NIVEL DE SERVICIO	CRITERIO DE FUNCIONAMIENTO PARA NIVELES DE SERVICIO		VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS (EN UNA DIRECCION) PARA NIVELES DE SERVICIO DURANTE PERIODOS DE FLUJO UNIFORME (vlh)			
	velocidad (km/h)	densidad (vl/km/c)	4 carriles (2c/direcc)	6 carriles (3c/direcc.)	8 carriles (4c/direcc.)	c/carril adicional
(R) VPP = 110 km/h						
A	≥ 88	≤ 10	1950	2950	4000	1000
B	≥ 88	≤ 17	3000	4650	6400	1600
C	≥ 85	≤ 24	4100	6150	8200	2050
D	≥ 70	≤ 33	4600	6900	9200	2300
E	≥ 55	≤ 44	4800	7200	9600	2400
F	≥ 55	≤ 44	--	altamente variable		--
(M) VPP = 95 km/h						
A	≥ 84	≤ 10	1650	2475	3400	850
B	≥ 81	≤ 17	2750	4150	5600	1400
C	≥ 74	≤ 24	3600	5400	7200	1800
D	≥ 64	≤ 33	4300	6450	8600	2150
E	≥ 55	≤ 44	4800	7200	9600	2400
F	≥ 55	≤ 44	--	altamente variable		--
(R) VPP = 80 km/h						
A	≥ 75	≤ 10	1500	2250	3000	750
B	≥ 73	≤ 17	2500	3750	5000	1250
C	≥ 70	≤ 24	3400	5100	6800	1700
D	≥ 60	≤ 33	4000	6000	8000	2000
E	≥ 55	≤ 44	4800	7200	9600	2400
F	≥ 55	≤ 44	--	altamente variable		--

(M) Valores desarrollados en la ciudad de México.

(R) Valores recomendados para su aplicación en nuestro medio.

TABLA 2.2

VALORES V/C\* PARA USO EN PROYECTO

VPP km/h	RELACION V/C	VELOCIDAD PROMEDIO CON BASE EN LA DISTANCIA, DENSIDAD Y NIVEL DE SERVICIO RESULTANTE								
		4 CARRILES			6 CARRILES			8 CARRILES		
		velocidad km/h	Densidad vlh/c	NS	velocidad km/h	Densidad vlh/c	NS	Velocidad km/h	Densidad vlh/c	NS
110	0.200	89	5.4	A	95	5.1	A	95	5.1	A
	0.400	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio A - **								
	0.600	89	16.2	B	90	16.0	B	92	15.7	B
	0.651	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio B - **								
	0.800	85	22.6	C	87	22.1	C	87	22.1	C
	0.854	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio C - **								
95	0.200	85	5.6	B	90	5.3	A	90	5.3	A
	0.348	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio A - **								
	0.400	84	11.4	B	86	11.2	B	88	10.9	B
	0.579	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio B - **								
	0.600	80	18.0	C	81	17.8	C	83	17.3	C
	0.750	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio C - **								
	0.800	- resultados en Nivel de Servicio D; NO SE USE EN PROYECTO								
80	0.200	81	5.9	A	81	5.9	A	81	5.9	A
	0.313	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio A - **								
	0.400	79	12.2	B	79	12.2	B	79	12.2	B
	0.521	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio B - **								
	0.600	74	19.4	C	74	19.4	C	74	19.4	C
	0.708	- valor promedio máximo para Nivel de Servicio C - **								
	0.800	- resultados en Nivel de Servicio D; NO SE USE EN PROYECTO.								

\* Relación Volumen/Capacidad.

\*\* Promedio V/C para autopistas de 4, 6 y 8 carriles en condiciones de frontera

TABLA 2.3

FACTOR DE CORRECCION PARA EL EFECTO COMBINADO DE ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES RESTRINGIDA (W)

Distancia desde la orilla del camino que es circulado, a la obstrucción *	FACTOR DE AJUSTE (W)							
	Obstrucción en un lado de una dirección del camino.				Obstrucción en ambos lados de una dirección del camino			
	ANCHO DEL CARRIL (m)							
	(m)	3.65	3.4	3.0	2.7	3.65	3.4	3.0
AUTOPISTA DIVIDIDA DE 4 CARRILES (2 EN CADA DIRECCION)								
W 1.8	1.11	1.08	1.01	0.90	1.11	1.08	1.01	0.90
1.5	1.10	1.07	1.00	0.89	1.10	1.07	1.00	0.89
1.2	1.10	1.07	1.00	0.89	1.09	1.06	0.99	0.89
0.9	1.09	1.06	0.99	0.88	1.07	1.03	0.97	0.86
0.6	1.08	1.04	0.98	0.88	1.04	1.01	0.96	0.84
0.3	1.03	1.00	0.94	0.84	0.97	0.94	0.89	0.79
0.0	1.00	0.97	0.91	0.81	0.90	0.68	0.82	0.73
AUTOPISTA DIVIDIDA DE 6 U 8 CARRILES (3 o 4 EN CADA SENTIDO)								
W 1.8	1.11	1.07	0.99	0.87	1.11	1.07	0.99	0.87
1.5	1.10	1.06	0.98	0.86	1.10	1.06	0.98	0.86
1.2	1.10	1.06	0.98	0.86	1.09	1.04	0.97	0.86
0.9	1.09	1.04	0.97	0.84	1.08	1.03	0.96	0.84
0.6	1.08	1.03	0.97	0.84	1.07	1.02	0.94	0.83
0.3	1.06	1.02	0.96	0.81	1.03	0.99	0.92	0.80
0.0	1.04	1.01	0.94	0.82	1.01	0.97	0.90	0.76

\* Cierta tipo de obstrucciones, barreras separadoras centrales altas en particular, no causan ningún efecto perjudicial en el flujo del tránsito. Existe alguna evidencia que la reacción del conductor a las barreras es basada en parte sobre su percepción del probable daño al vehículo al golpear la barrera. Las barreras separadoras centrales de concreto, las cuales generalmente limitan los daños a llantas raspadas no son generalmente un problema.

TABLA 2.4

VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES PARA TRAMOS  
PROLONGADOS DE AUTOPISTA \*

FACTOR	TIPO DE TERRENO		
	PLANO	LOMERIO	MONTAÑOSO
$E_C$ para camiones	2	4	8
$E_B$ para autobuses	1.6	3	5
$E_R$ para vehículos re creativos.	2	3	4

\* En el Nivel de Servicio A, estos valores son altamente variables.  
Los valores de la Tabla 2.4 son usados como promedios para esta condición.

TABLA 2.5

VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES PARA AUTOBUSES EN PENDIENTE  
ASCENDENTE DE LONGITUD SIGNIFICATIVA

Pendiente	EQUIVALENTE EN VEHICULOS LIGEROS, $E_R$	
	Nivel de Servicio A-C	Nivel de Servicio D-E
0-3	1.6	1.6
4 *	1.6	1.6
5 *	4	2
6 *	7	4
7 *	12	10

\* No generalmente limitado a pendientes sobre más de 400 m. de longitud.



TABLA 2.6

VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES PARA CAMIONES SOBRE  
PENDIENTES ASCENDENTES DE LONGITUD SIGNIFICATIVA

P E N D I E N T E (%)	L O N G I T U D (m) *	VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES (E <sub>C</sub> )															
		Autopistas de 4 Carriles (2 carriles en cada dirección)								Autopistas de 6 o más Carriles (3 o más carriles en cada dirección)							
		PORCENTAJE DE CAMIONES															
		2	4	5	6	8	10	15	20	2	4	5	6	8	10	15	20
0	TODAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1	0-400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	400-800	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	800-1200	4	4	4	4	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3	3	3
	1200-1600	5	4	4	4	3	3	3	3	5	4	4	4	3	3	3	3
	1600-2400 > 2400	6	5	5	5	4	4	4	3	6	5	5	4	4	4	3	3
2	0-400	4	4	4	3	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3	3	3
	400-800	7	6	6	5	4	4	4	4	7	5	5	5	4	4	4	4
	800-1200	8	6	6	5	5	4	4	4	8	6	6	5	5	4	4	4
	1200-1600	8	6	6	6	5	5	5	5	8	6	6	6	5	5	5	5
	1600-2400 > 2400	9	7	7	7	6	6	5	5	9	7	7	6	5	5	5	5
3	0-400	6	5	5	5	4	4	4	3	6	5	5	5	4	4	4	3
	400-800	9	7	7	6	5	5	5	5	8	7	7	6	5	5	5	5
	800-1200	12	8	8	7	6	6	6	6	10	8	7	6	5	5	5	5
	1200-1600	13	9	9	8	7	7	7	7	11	8	8	7	6	6	6	6
	> 1600	14	10	10	9	8	8	7	7	12	9	9	8	7	7	7	7
4	0-400	7	5	5	5	4	4	4	4	7	6	6	5	4	4	3	3
	400-800	12	8	8	7	6	6	6	6	10	8	7	6	5	5	5	5
	800-1200	13	9	9	8	7	7	7	7	11	9	9	8	7	6	6	6
	1200-1600	15	10	10	9	8	8	8	8	12	10	10	9	8	7	7	7
	> 1600	17	12	12	11	9	9	9	9	13	10	10	9	8	8	8	8
5	0-400	8	6	6	6	5	5	5	5	8	7	7	6	5	5	5	5
	400-800	13	9	9	8	7	7	7	7	11	8	8	7	6	6	6	6
	800-1200	20	15	15	14	11	11	11	11	14	11	11	10	9	9	9	9
	> 1200	22	17	17	16	13	13	13	13	17	14	14	13	12	11	11	11
	6	0-400	9	7	7	7	6	6	6	6	10	7	7	6	5	5	5
400-800		17	12	12	11	9	9	9	9	13	10	10	9	8	8	8	8
> 800		28	22	22	21	18	18	18	18	20	17	17	16	15	14	14	14

\* En los casos en los que la longitud de la pendiente sea un valor cercano al límite, utilice siempre el rango mayor de la longitud.

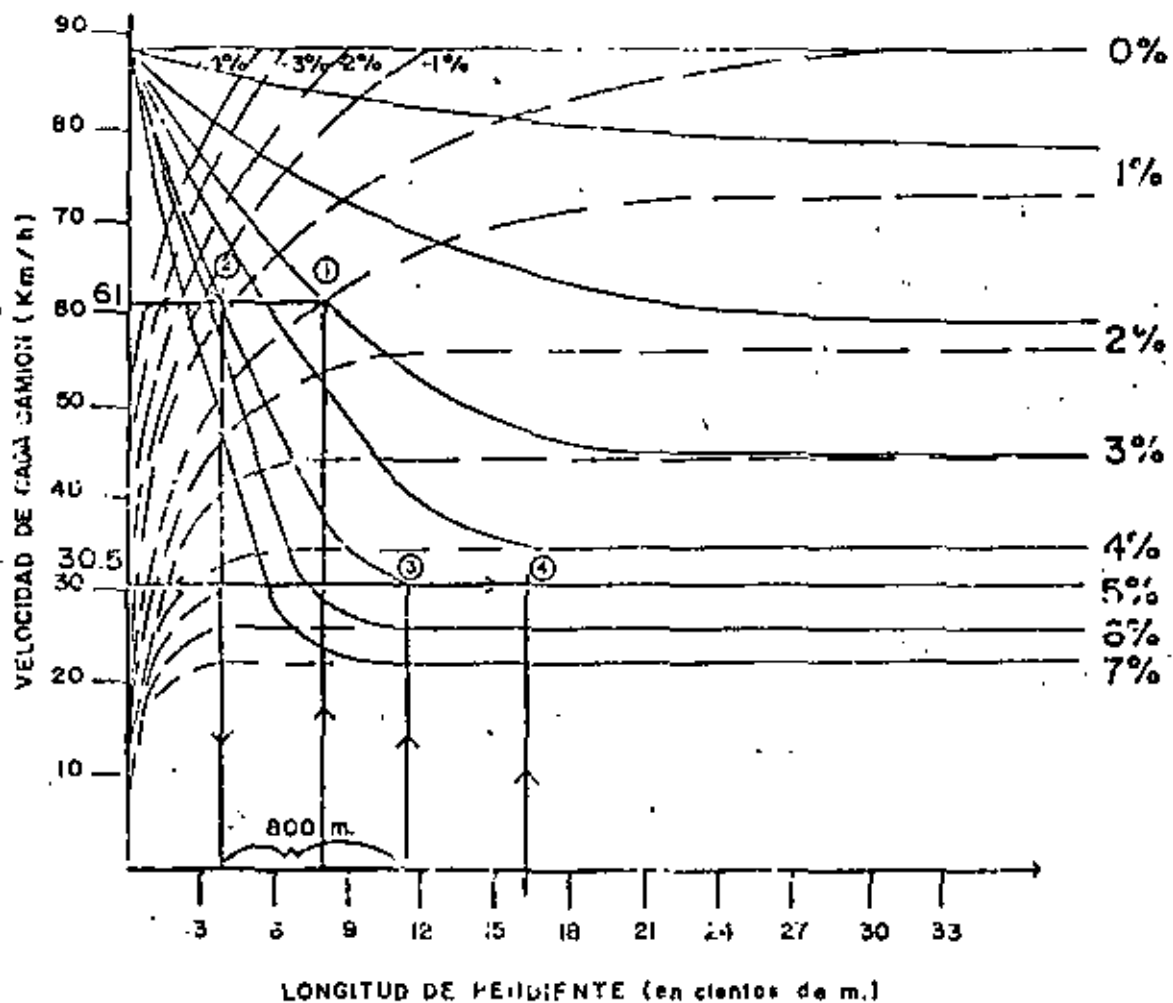


FIGURA 2.1

ILUSTRACION DE LA TECNICA DE LEISCH PARA ENCONTRAR EL VALOR  $E_c$  EN PENDIENTES ASCENDENTES COMPUESTAS

TABLA 2.7

VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES PARA VEHICULOS RECREATIVOS SOBRE  
PENDIENTES ASCENDENTES DE LONGITUD SIGNIFICATIVA

PENDIENTE (%)	LONGITUD (m) *	VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES (ER)															
		Autopista de 4 carriles (2 carriles en cada dirección)								Autopista de 6 o más carriles (3 o más carriles en cada dirección)							
		2	4	5	6	8	10	15	20	2	4	5	6	8	10	15	20
0-2	todas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	0-400	3	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2	2
	400-800	4	3	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3
	800-1200	6	4	4	3	3	3	3	3	5	4	4	3	3	3	2	3
	1200-1600	7	5	5	4	4	4	4	4	6	5	5	4	4	4	4	4
	-1600	7	5	5	5	4	4	4	4	6	5	5	5	4	4	4	4
4	0-400	5	4	4	4	4	4	3	3	5	4	4	4	3	3	3	3
	400-800	7	5	5	5	4	4	4	4	6	5	5	4	3	3	3	3
	800-1200	8	6	6	5	4	4	4	4	6	5	5	4	3	3	3	3
	1200-1600	9	7	7	6	5	5	4	4	7	6	6	5	4	4	4	4
	-1600	9	7	7	6	5	5	4	4	7	6	6	5	4	4	4	4
5	0-400	5	4	4	4	4	4	3	3	5	4	4	4	4	3	3	3
	400-800	8	6	6	6	5	5	4	4	7	6	6	5	4	4	4	4
	-800	10	7	7	7	6	6	5	5	10	7	7	6	5	4	4	4
6	0-400	5	4	4	4	4	4	3	3	5	5	5	5	4	4	3	3
	400-800	10	7	7	7	6	6	5	5	10	7	7	6	5	5	5	5
	-800	10	7	7	7	6	6	5	5	10	7	7	6	5	5	5	5

\* Donde la longitud de la pendiente es un valor cercano al límite, use siempre el rango mayor del largo.

TABLA 2.8

FACTOR DE AJUSTE POR LA PRESENCIA DE CAMIONES, AUTOBUSES Y VEHICULOS RECREATIVOS EN LA CORRIENTE DEL TRANSITO \*

EQUIVALENTE EN VEHICULOS LIGEROS	FACTOR DE AJUSTE, Q																			
	PORCENTAJE DE CAMIONES $P_C$ (Ó DE AUTOBUSES $P_B$ ) (Ó DE VEH. REC. $P_R$ )																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20					
2	0.59	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83					
3	0.90	0.96	0.94	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71					
4	0.97	0.94	0.92	0.89	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.62					
5	0.94	0.93	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56					
6	0.95	0.91	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50					
7	0.94	0.89	0.85	0.81	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45					
8	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42					
9	0.93	0.85	0.81	0.76	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38					
10	0.92	0.85	0.79	0.74	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36					
11	0.91	0.83	0.77	0.71	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.45	0.42	0.38	0.36	0.33					
12	0.90	0.82	0.75	0.69	0.65	0.60	0.57	0.53	0.50	0.48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.31					
13	0.89	0.81	0.74	0.68	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45	0.41	0.37	0.34	0.32	0.29					
14	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61	0.56	0.52	0.49	0.46	0.43	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28					
15	0.87	0.78	0.70	0.64	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.37	0.34	0.31	0.28	0.26					
16	0.87	0.77	0.69	0.63	0.57	0.53	0.49	0.45	0.43	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.25					
17	0.86	0.76	0.68	0.61	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.24					
18	0.85	0.75	0.66	0.60	0.54	0.49	0.46	0.42	0.40	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23					
19	0.84	0.74	0.65	0.58	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36	0.32	0.28	0.26	0.24	0.22					
20	0.84	0.72	0.64	0.57	0.51	0.47	0.42	0.40	0.37	0.34	0.30	0.27	0.25	0.23	0.21					
21	0.83	0.71	0.62	0.56	0.50	0.45	0.41	0.38	0.36	0.33	0.29	0.26	0.24	0.22	0.20					
22	0.82	0.70	0.61	0.54	0.49	0.44	0.40	0.37	0.35	0.32	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19					
23	0.82	0.69	0.60	0.53	0.48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.31	0.27	0.25	0.22	0.20	0.18					
24	0.81	0.68	0.59	0.52	0.47	0.42	0.38	0.35	0.33	0.30	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17					
25	0.80	0.67	0.58	0.51	0.46	0.41	0.37	0.34	0.32	0.29	0.26	0.23	0.20	0.18	0.17					

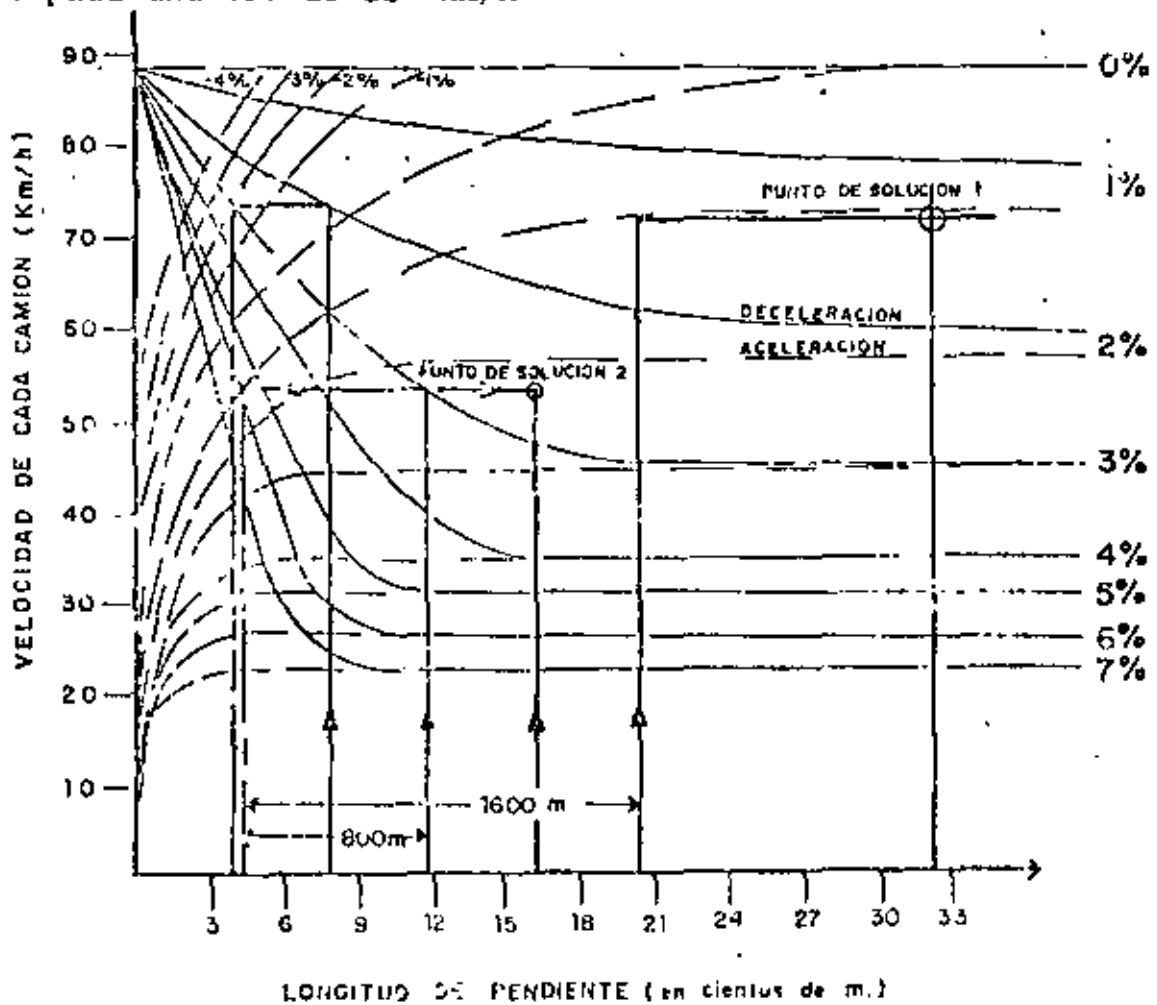
\* No deberá usarse en donde más de un tipo de tales vehículos individualmente comprenda al 2% o más de la corriente del tránsito. Para valores fuera del rango de esta Tabla, use la ecuación para obtener Q directamente.

TABLA 2.9

PORCENTAJE DE CAPACIDAD UTILIZADA DEL CARRIL AUXILIAR DE ASCENSO PARA CAMIONES

NIVEL DE SERVICIO	PORCENTAJE DE CAPACIDAD UTILIZADA, $P_c$ (aprox.)
A	0.50
B	0.72
C	0.87
D	0.93
E	0.95

\* Porcentajes basados sobre los valores de V/C sugeridos en la Tabla 2.1 para una VPP de 110 km/h



CURVAS DE ACCELERACION/ DECELERACION PARA UN CAMION NORMAL (120 - 160 Kw/HP)

VALORES DE  $E_C$  PARA GRUPOS DE CAMIONES NO COMUNES

TABLA A2.1

VALORES DE  $E_C$  PARA CAMIONES LIGEROS

(PESO/HP  $\leq$  70KG/HP)

PEN- DIEN- TE.	LON- GI- TUD.	Autopista de 4 carriles							Autopista de 6 o más Carriles							
		PORCENTAJE DE CAMIONES														
		2	4	5	6	8	10	15	20	2	4	5	6	8	10	15
3	Todas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1	Todas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	0-1200	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	> 1200	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
3	0-400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	400-800	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	800-1200	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	1200-1600	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	1600-2400	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
> 2400	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
4	0-400	3	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2
	400-800	3	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2
	800-1200	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	1200-1600	7	5	5	5	5	5	5	5	7	5	5	5	5	5	5
	> 1600	8	6	6	6	6	6	6	6	8	6	6	6	6	6	6
5	0-400	4	3	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3
	400-800	4	3	3	3	3	3	3	3	5	4	4	4	4	4	4
	800-1600	7	5	5	5	5	5	5	5	7	5	5	5	5	5	5
	1600-2400	9	6	6	6	6	6	6	6	9	6	6	6	6	6	6
	> 2400	12	8	8	8	8	8	8	8	12	8	8	8	8	8	8
6	0-400	5	4	4	4	4	4	4	4	5	4	4	4	4	4	4
	400-800	8	6	6	6	6	6	6	6	8	6	6	6	6	6	6
	800-1600	12	8	8	8	8	8	8	8	12	8	8	8	8	8	8
	> 1600	16	10	10	10	10	10	10	10	16	10	10	10	10	10	10

\* Donde la longitud de la pendiente sea un valor cercano al límite superior, use siempre el valor del rango siguiente.

APÉNDICE - VALORES DE  $E_C$  PARA GRUPOS DE CAMIONES NO COMUNES

TABLA A2.2

VALORES DE  $E_C$  PARA CAMIONES PESADOS

(PESO/HP  $\geq$  160 KG/HP)

PEN- DIENTE.	LIM- ITE- TUD.	Autopista de 4 Carriles								Autopista de 6 o más Carriles							
		PORCENTAJE DE CAMIONES															
		2	4	5	6	8	10	15	20	2	4	5	6	8	10	15	20
0	70-84	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1	0-400	4	3	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3
	400-800	5	4	4	4	4	4	3	3	5	4	4	4	4	4	3	3
	800-1200	7	5	5	5	4	4	4	4	7	5	5	4	4	4	4	4
	1200-1600	8	6	6	6	5	5	4	4	8	6	6	5	5	5	4	4
	1600-2400	10	7	7	6	5	5	4	4	10	7	7	6	5	5	4	4
	> 2400	11	8	8	7	6	6	5	5	11	8	8	7	6	6	5	5
2	0-400	8	6	6	6	5	5	4	4	7	5	5	5	5	5	4	4
	400-800	10	7	7	7	6	6	5	5	9	6	6	6	6	6	5	5
	800-1200	12	9	9	8	8	7	6	6	11	8	8	7	7	7	6	6
	1200-1600	14	10	10	9	9	8	7	7	13	9	9	8	8	7	6	6
	1600-2400	16	11	10	9	9	8	8	8	15	10	10	9	9	8	7	7
	> 2400	18	12	11	10	10	9	8	8	15	11	11	10	9	8	7	7
3	0-400	11	10	10	9	8	8	7	7	9	8	8	8	7	7	6	6
	400-800	12	12	12	11	9	9	8	8	11	10	10	9	8	8	7	7
	800-1200	16	14	13	12	11	10	10	10	12	12	12	11	10	9	8	8
	1200-1600	19	15	14	13	12	12	12	12	16	13	13	12	12	11	10	10
	> 1600	22	18	18	15	15	14	14	14	18	16	16	14	13	12	11	11
	4	0-400	13	11	11	10	10	9	8	8	11	9	9	8	8	8	8
400-800		18	13	13	12	12	12	12	13	11	11	11	11	10	9	9	
800-1200		22	15	15	14	14	14	14	16	13	13	13	13	12	11	11	
1200-1600		24	20	19	18	17	17	17	18	15	15	15	15	14	13	13	
> 1600		26	20	20	19	19	19	19	21	17	17	17	16	16	14	14	
5		0-400	19	16	16	16	16	16	16	17	13	13	12	12	12	11	11
	400-800	26	21	21	21	21	21	21	22	17	17	16	16	16	16	15	
	800-1200	32	27	27	27	27	27	27	27	21	21	20	20	20	19	19	
	> 1200	40	31	32	32	32	32	32	31	25	25	24	24	24	23	23	

\* Donde la longitud de la pendiente sea un valor cercano al límite superior, use siempre el valor del rango siguiente.

**TABLA 4.1**

VOLUMENES EN PUNTOS DE VERIFICACION EN COEXIONES DE ENLACES CON AUTOPISTAS  
PARA VALORES DE FLUJO UNIFORME (FHMD=1.00)

NIVEL DE SERVICIO	CONVERGENCIA <sup>a</sup> VOLUMEN (vib)	DIVERGENCIA <sup>b</sup> VOLUMEN (vib)	ENTRECROZAMIENTO <sup>c</sup> VOLUMEN EN 15% DE LONGITUD DE ENTRECROZAMIENTO (vib)
A	≤ 750	≤ 800	500
B	751-1200	801-1300	501-700
C	1201-1550	1301-1650	701-1300
D	1551-1800	1651-1900	1301-1550
E	1800-2000	1901-2000	1551-2000
F	AMPLIAMENTE VARIABLE		

a. VOLUMEN EN EL CARRIL 1 + VOLUMEN EN EL ENLACE (PARA ENLACES DE 1 CARRIL)

b. VOLUMEN EN EL CARRIL 1 INMEDIATAMENTE ANTES DE LA DIVERGENCIA DEL ENLACE DE SALIDA

c. VEHICULOS ENTRECROZANDOSE ENTRE EL PAR DE ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA EN 15% DE LONGITUD

d. CAPACIDAD

NOTA: PARA VOLUMENES TOTALES EN AUTOPISTAS VER TABLA 2.1

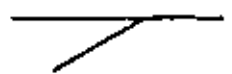
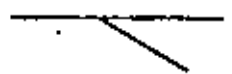

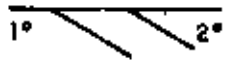
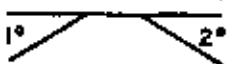
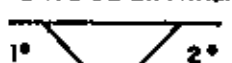
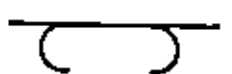
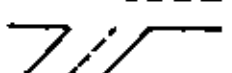
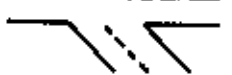
**TABLA 4.4**

FACTORES DE CONVERSION PARA LA CONSIDERACION DE  
ENLACES EN AUTOPISTAS DE 10 CARRILES

TIPO DE ENLACES	VOLUMEN DE LA AUTOPISTA (TRANSACCARRILES)	FACTOR DE CONVERSION
ENTRADA	TODOS LOS VOLUMENES	0.75
SALIDA	≤ 4000 vph	1.00
	4001-5500 vph	0.90
	5501-7000 vph	0.85
	≥ 7000 vph	0.80

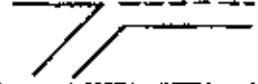
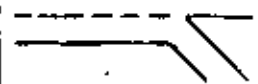
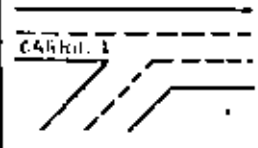
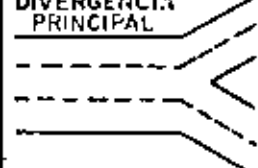


INDICE DE NOMOGRAMAS Y PROCEDIMIENTOS PARA EL ANALISIS DE CONEXIONES DE ENLACES

CONFIGURACION	AUTOPISTA DE 4 CARRILES (2 en cada dirección)		AUTOPISTA DE 6 CARRILES (3 en cada dirección)		AUTOPISTA DE 8 CARRILES (4 en cada dirección)	
	1er. Enlace	2do. Enlace	1er. Enlace	2do. Enlace	1er. Enlace	2do. Enlace
ENLACE DE ENTRADA DE 1 CARRIL AISLADO 	Fig. A 4.1	—	Fig. A 4.6	—	Fig. A 4.9	—
ENLACE DE SALIDA DE 1 CARRIL AISLADO 	Fig. A 4.2	—	Fig. A 4.7	—	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3	—
ENLACES DE ENTRADA DE 1 CARRIL, ADYACENTES 	Fig. A 4.1	Fig. A 4.5	Fig. A 4.6	Fig. A 4.8	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3
ENLACES DE SALIDA DE 1 CARRIL, ADYACENTES 	Ver Nota 1	Fig. A 4.2	Ver Nota 2	Fig. A 4.7	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3
ENLACE DE ENTRADA SEGUIDO DE ENLACE DE SALIDA 	Fig. A 4.1	Fig. A 4.3	Fig. A 4.6	Fig. A 4.7	Fig. A 4.10	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3
ENLACE DE SALIDA SEGUIDO DE ENLACE DE ENTRADA 	Tratar como Aislados			Fig. A 4.6	Tratar como Enlaces Aislados	
ENLACES DE GAZA 	Fig. A 4.4	Fig. A 4.3	Fig. A 4.6	Fig. A 4.7	Fig. A 4.10	Aproximado Usando Tabla 4.3 y Fig. 4.3
ENLACE DE ENTRADA DE 2 CARRILES 	N.D. *	—	Fig. A 4.11	—	N.D. *	—
ENLACE DE SALIDA DE 2 CARRILES 	—	N.D. *	—	Fig. A 4.12	—	N.D. *

\* NO DISPONIBLE.

TABLA 4.2

CONFIGURACION	AUTOPISTA DE 4 CARRILES (2 en cada dirección)		AUTOPISTA DE 6 CARRILES (3 en cada dirección)		AUTOPISTA DE 8 CARRILES (4 en cada dirección)	
	1er. Enlace	2do. Enlace	1er. Enlace	2do. Enlace	1er. Enlace	2do. Enlace
<b>ADICION DE CARRIL EN ENLACE DE ENTRADA</b> 	El Criterio de Convergencia de la Tabla 4.1 Puede ser Aplicado Directamente al Volumen del Enlace de Entrada como un Punto de Verificación					
<b>SEPARACION DE CARRIL EN ENLACE DE SALIDA</b> 	El Criterio de Divergencia de la Tabla 4.1 Puede ser Aplicado Directamente al Volumen de el Enlace de Salida como un Punto de Verificación.					
<b>CONVERGENCIA PRINCIPAL</b> 	Suponga que el carril B del Enlace Conduce una Cantidad de Tránsito Igual a la del Punto de Verificación de la Convergencia de la Tabla 4.1 para el Nivel de Servicio -- Supuesto. El Carril A del Enlace Conduce entonces el Tránsito Remanente de el -- Enlace. Calcule el Volumen del Carril 1 Usando la Figura A 4.1 (Autopista de 4 Carriles), A 4.6 (Autopista de 6 Carriles), ó A 4.9 (Autopista de 8 Carriles), -- Entrando con un Valor $V_e$ = Volumen en el Carril A del Enlace. Encuentre los -- Niveles de Servicio del Punto de Verificación. Continúe los Cálculos hasta que el Nivel Supuesto Concuerde con los Resultados					
<b>DIVERGENCIA PRINCIPAL</b> 	N.D. *	—	Fig. A 4.13	—	N. O *	—

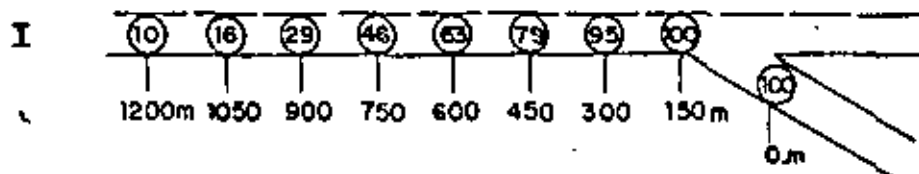
\* NO DISPONIBLE

NOTAS DE LA TABLA 4.2

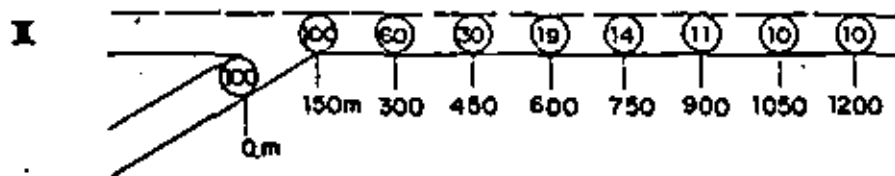
- 1) Utilice la Figura A 4.2 para encontrar el Valor  $V_1$  por Adelantado del primer Enlace , pero -- entre con un  $V_e$  el cual es Igual al Volumen Total en ambos Enlaces de Salida, esta Técnica es -- Válida donde la Distancia entre Enlaces es menor de 240m. en donde la Distancia entre Enlaces -- esté entre 240 y 1200m. Utilice la Tabla 4.3 y la Figura 4.3 para una Aproximación de la -- Situación, en donde la Distancia entre Enlaces sea mayor de 1200m, los Enlaces son Analiza-- dos como si fueran Independientes (Aislados).
- 2) Utilice la Figura A 4.7 para encontrar el Valor  $V_1$  por Adelantado del primer Enlace pero -- entre con un  $V_e$  el cual sea igual al Total en ambos Enlaces de Salida, esta Técnica es Válida en -- Donde la Distancia entre Enlaces es menor de 240 m, y para otras Distancias Ver Nota 1 Arriba

**PORCENTAJE APROXIMADO DE TRANSITO DIRECTO<sup>b</sup>**  
**REMANENYE EN EL CARRIL 1 EN LA PROXIMIDAD DE TERMINALES DE ENLACES**

VOLUMEN TOTAL DIRECTO EN UN SENTIDO (vph)	TRANSITO DIRECTO REMANENTE EN EL CARRIL 1		
	AUTOPISTA DE 8 CARRILES	AUTOPISTA DE 6 CARRILES	AUTOPISTA DE 4 CARRILES
≥ 6500	10	--	--
6000 - 5499	10	--	--
5500 - 5000	10	--	--
5000 - 4500	9	--	--
4500 - 4000	9	18	--
4000 - 3500	8	14	--
3500 - 3000	8	10	--
3000 - 2500	8	6	40
2500 - 2000	8	6	35
2000 - 1500	8	6	30
1500 - 1000	8	6	25
≤ 1499	8	6	20



PORCENTAJE DEL TRANSITO DE EL ENLACE DE SALIDA PRESENTE EN EL CARRIL 1 A VARIAS DISTANCIAS DE EL ENLACE



PORCENTAJE DEL TRANSITO DE EL ENLACE DE ENTRADA PRESENTE EN EL CARRIL 1 A VARIAS DISTANCIAS DE EL ENLACE

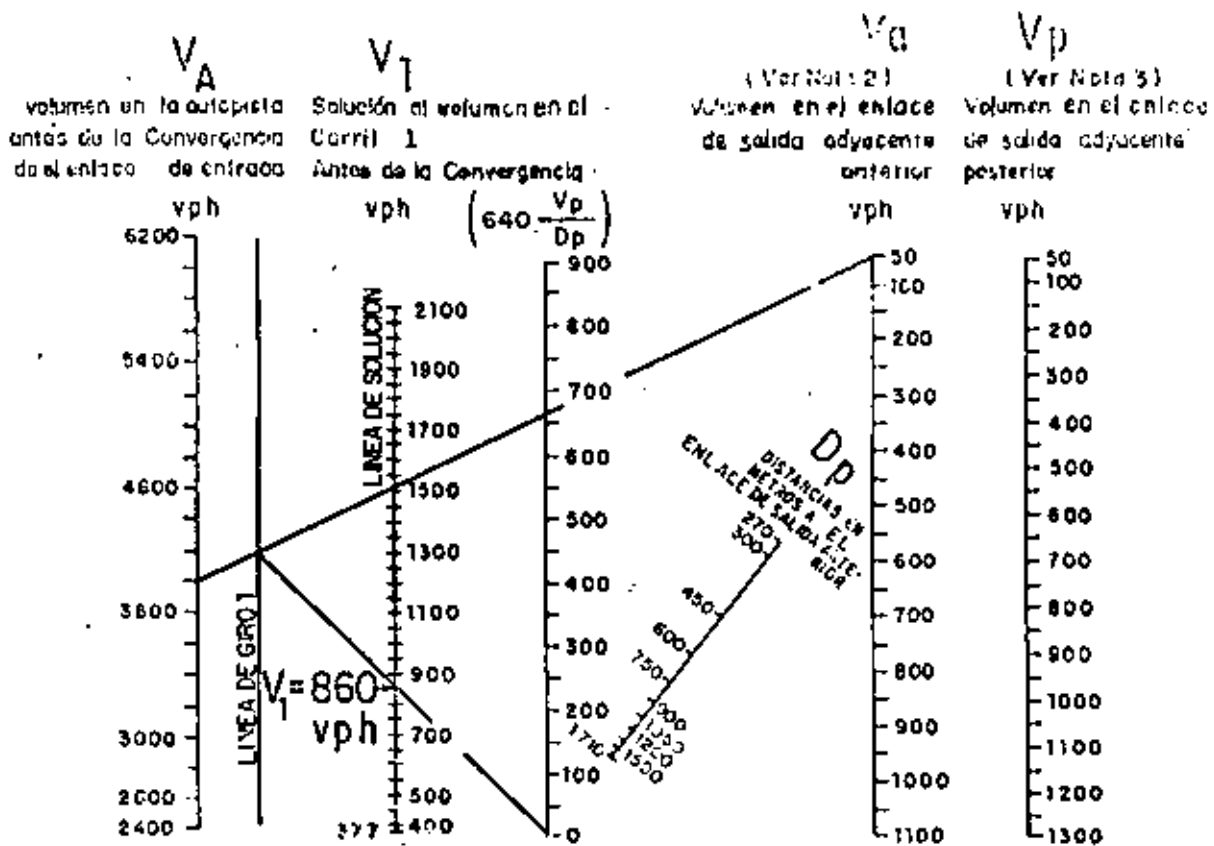
**NOTA:**

SI EL PORCENTAJE ENCONTRADO EN ESTA FIGURA ES MENOR QUE EL PORCENTAJE DEL VOLUMEN DIRECTO EN EL CARRIL 1 (DADO EN LA TABLA 4.3), USE EL PORCENTAJE DADO PARA VOLUMEN DIRECTO (TABLA 4.3)

**FIGURA 4.3**

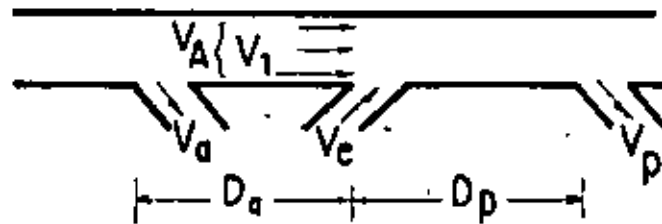
II-64

PORCENTAJE DE VEHICULOS PROVENIENTES DE/O HACIA EL ENLACE EN EL CARRIL N° 1  
 ADAPTADO DE LA REFERENCIA 1 FIGURA B.23 a Y PUBLICADO EN LA CIRCULAR 212 DEL TRB, EUA 1980



ECUACION:  $V_1 = -121 + 0.244 V_A - 0.085 V_a + 640 \frac{V_p}{D_p}$

DIAGRAMA:



CONDICIONES PARA SU USO:

- 1) Enlaces de entrada de un carril en autopistas de 6 carriles con ó sin enlaces de salida anteriores y/o posteriores, con ó sin carril de aceleración.
- 2) Si no hay enlace de salida anterior dentro de 800 m, use  $V_a = 50$
- 3) Si no hay enlace de salida posterior dentro de 1750 m, y  $V_a < 5000$  vph use un valor de  $640 \frac{V_p}{D_p} = 5$ , y omita el paso 2 de abajo.
- 4) Rango normal de uso:  $V_A = 2400$  a  $6200$  vph;  $V_a = 50$  a  $1100$  vph;  $V_p = 50$  a  $1300$  vph;  $V_e = 100$  a  $1700$  vph;  $D_p = 215$  a  $1750$  m.,  $D_a = 275$  a  $800$  m

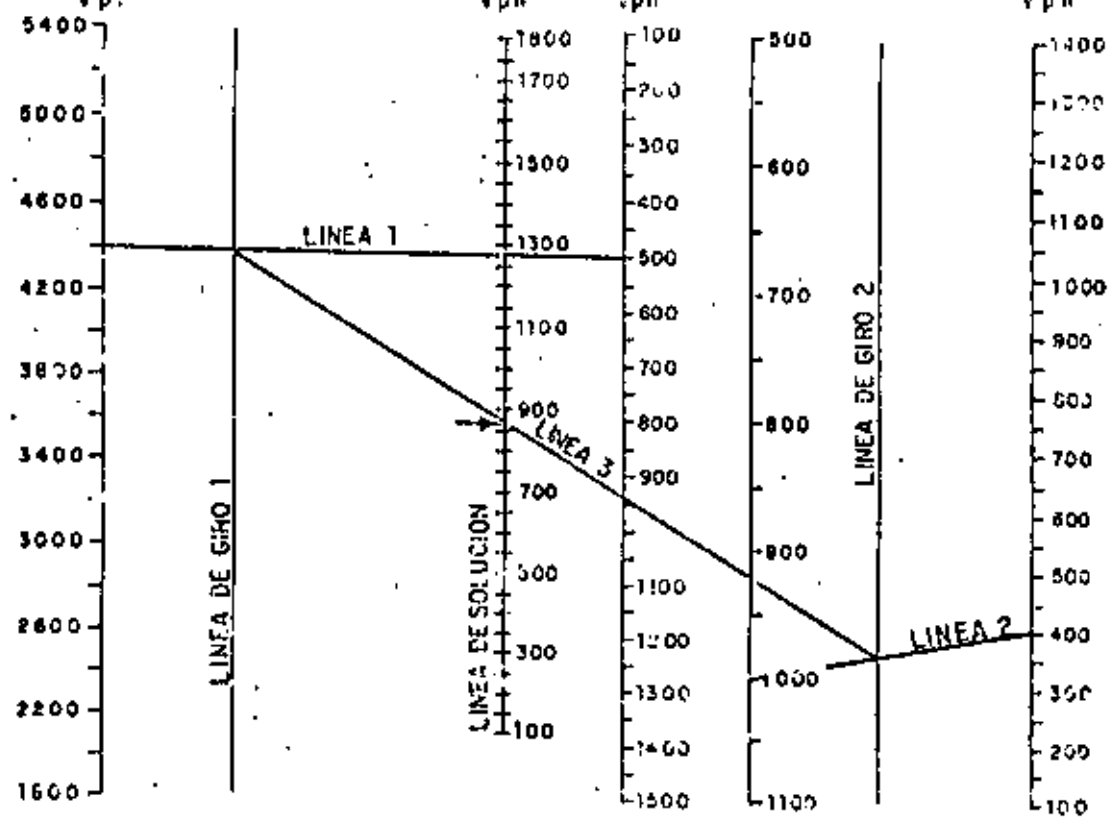
PASOS PARA LA SOLUCION:

- 1) Trace una línea desde el valor  $V_A$  al valor  $V_a$  intersectando la línea de giro
- 2) Trace una línea desde el valor  $V_p$  al valor  $D_p$  intersectando la línea de  $640 \frac{V_p}{D_p}$
- 3) Trace una línea desde la intersección con la línea de giro 1 del paso 1, hasta el valor de la línea de  $640 \frac{V_p}{D_p}$  del paso 2; lea la solución en la intersección con la línea  $V_1$

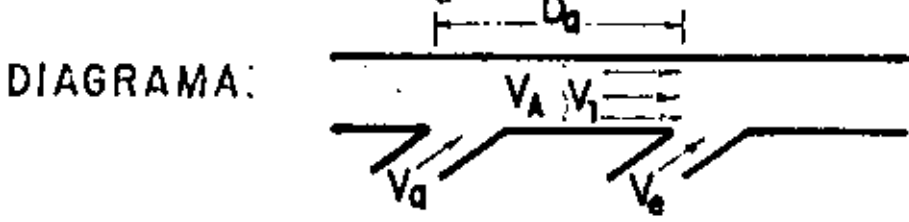
FIGURA 4.4

ILUSTRACION DE LA SOLUCION POR NOMOGRAMA PARA EL VALOR  $V_1$  DEL EJEMPLO 1 USANDO LA FIGURA A 4. 6

$V_A$	$V_1$	$V_e$	$D_a$	$V_a$
Volúmen en la autopista antes de la convergencia de el segundo enlace de entrada	Solución al volúmen en el Carril 1 Antes de la convergencia de el segundo enlace de entrada	Volúmen de el segundo de entrada	Distancia en m de el enlace anterior	Volúmen en el enlace de entrada anterior
vph	vph	vph		vph



ECUACION:  $V_1 = 574 + 0.228 V_A - 0.194 V_e - 0.714 D_a + 0.274 V_a$



**CONDICIONES PARA SU USO:**

- 1) Enlaces de entrada de un carril en autopista de 6 carriles con enlaces de entrada anteriores, con ó sin carriles de aceleración.
- 2) Rango normal de uso  $V_A = 1800$  a  $5400$  vph;  $V_e = 100$  a  $1500$  vph  
 $V_a = 100$  a  $1400$  vph;  $D_a = 150$  a  $300$  m

**PASOS PARA LA SOLUCION:**

- 1) Trace una línea desde el valor  $V_A$  al valor  $V_e$ , intersectando la línea de giro 1.
- 2) Trace una línea desde el valor  $V_a$  al valor  $D_a$ , intersectando la línea de giro 2.
- 3) Trace una línea desde la intersección del paso 1 a la del 2; lea la solución en la línea  $V_1$ .

FIGURA 4.5

ILUSTRACION DE LA SOLUCION POR NOMOGRAMA PARA  $V_{1B}$  EN EL EJEMPLO 1 USANDO LA FIGURA A4.8

**TABLA 4.5**

EFFECTO DE LA GEOMETRIA DEL ENLACE SOBRE LOS ESPACIOS ACEPTADOS POR LOS VEHICULOS MEZCLANDOSE EN UNA CONVERGENCIA

(% DEL CASO IDEAL)

ANGULO DE CONVERGENCIA	LONGITUD DEL CARRIL DE ACCELERACION				
	360m	300m	240m	180m	120m
2°	100.0	96.8	90.3	64.5	32.3
4°	80.6	77.4	48.4	32.3	17.7
6°	45.2	45.2	32.3	24.2	11.3
8°	33.8	33.8	25.8	15.5	9.7
10°	32.3	32.3	24.5	13.5	8.1

PARA  $V_1 = 1000$  vph

**TABLA 4.6**

VOLUMENES DE SERVICIO APROXIMADOS PARA ENLACES DE UN CARRIL\*  
(FHMD = 1.00, v/h)

NIVEL DE SERVICIO	VELOCIDAD DE PROYECTO DE EL ENLACE Km/h				
	≤ 32	32-48	48-64	64-80	≥ 80
A	**	**	**	**	700
B	**	**	**	1000	1050
C	**	**	1125	1250	1300
D	**	1025	1200	1325	1500
E	1250	1450	1600	1650	1700
F	— AMPLIAMENTE VARIABLE —				

\* PARA ENLACES DE 2 CARRILES, MULTIPLIQUE LOS VALORES ARRIBA -

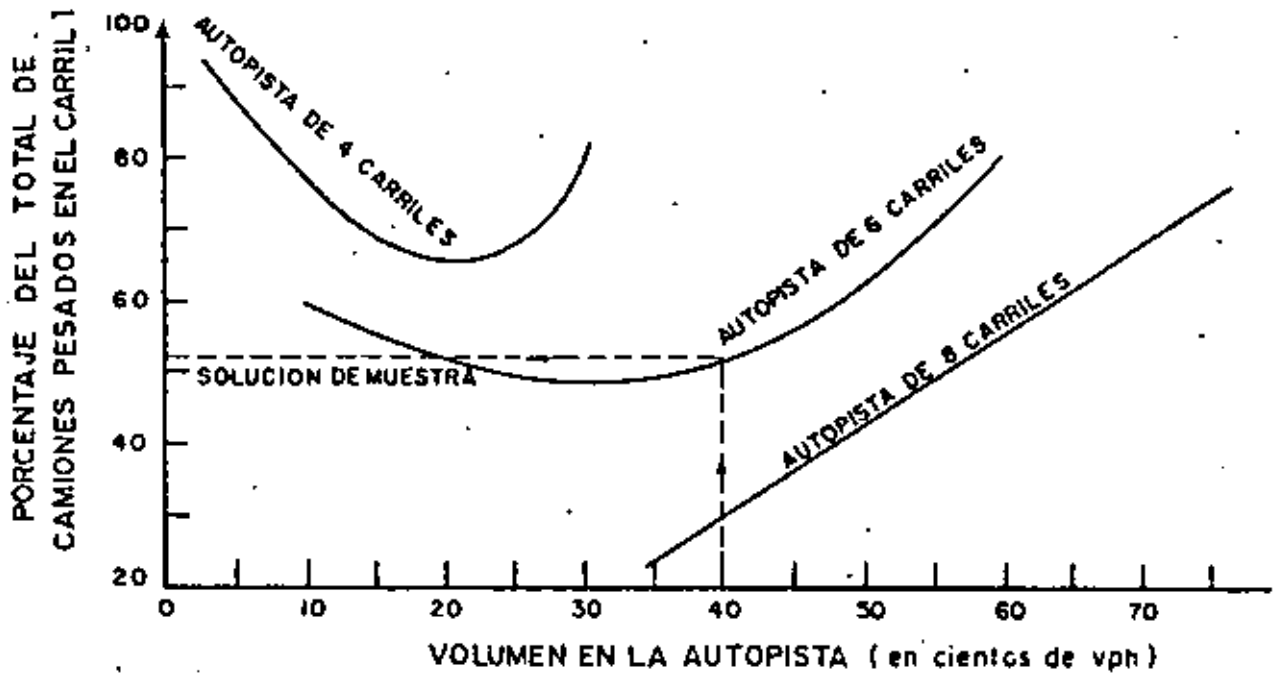
INDICADOS POR. 1.7 PARA ≤ 32 Km/h

1.8 PARA 32 - 48 Km/h

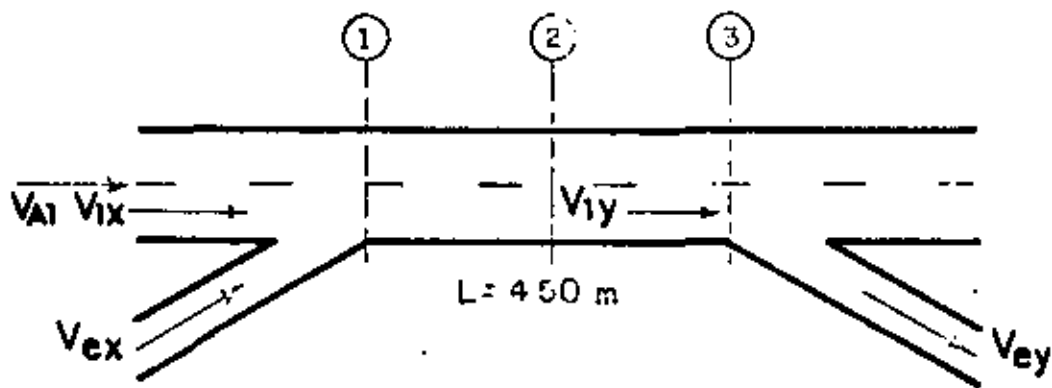
1.9 PARA 48 - 64 - 64 - 80 Km/h

2.0 PARA ≥ 80 Km/h

\*\* EL NIVEL DE SERVICIO NO ES ALCANZABLE DEBIDO A LA VELOCIDAD RESTRINGIDA DE DISEÑO



**FIGURA 4.6**  
**PRESENCIA DE CAMIONES PESADOS EN EL CARRIL 1**  
 (FUENTE: ADAPTADO DE LAS REFERENCIAS 1 y 4 PUBLICADO EN LA CIRCULAR 212 DEL TRB, EUA 1980)



### PUNTOS DE VERIFICACION:

- 1) Convergencia o Mezcla (inmediatamente después de el enlace de entrada en el punto ①):

$$V_m = V_{1x} + V_{ex}$$

- 2) Divergencia (inmediatamente antes de el enlace de salida en el punto ②):

$$V_d = V_{1y}$$

- 3) Volumen en el punto de verificación de la autopista antes de el enlace de salida entre los 2 enlaces en el punto ③):

$$V_A = V_{A1} + V_{ex}$$

- 4) Volumen de entrecruzamiento (asumiendo que ninguno de los vehículos de el enlace de entrada usen también el enlace de salida), por cada 150 m de longitud.

$$V_E = (V_{ex} + V_{ey}) \left( \frac{150}{450} \right)$$

FIGURA 4.7

CALCULO DE LOS VOLUMENES EN PUNTOS DE VERIFICACION PARA EL CASO DE UN ENLACE DE ENTRADA SEGUIDO DE UN ENLACE DE SALIDA



TABLA 3.1  
NIVELES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO.

VEHÍCULOS QUE NO SE ENTRECruZAN	
Nivel de Servicio	Velocidad Promedio con base en la distancia de los vehículos que no se entrecruzan.
A	$\bar{v}_{NE} \geq IV$ 80
B	$\bar{v}_{NE} \geq IV$ 72
C	$\bar{v}_{NE} \geq IV$ 64
D	$\bar{v}_{NE} \geq IV$ 56
E	$\bar{v}_{NE} \geq IV$ 48
F	$\bar{v}_{NE} < IV$ 48
VEHÍCULOS QUE SE ENTRECruZAN	
Si $\Delta \bar{v}$ es (km/h)	El Nivel de Servicio de los Vehículos que se Entrecruzan es * al Nivel de Servicio de los Vehículos que no se Entrecruzan.
$\Delta \bar{v} \leq 8$	* El mismo que
$\Delta \bar{v} \leq 16$	* 1 nivel inferior que
$\Delta \bar{v} \leq 24$	* 2 niveles inferior que
$\Delta \bar{v} \leq 32$	* 3 niveles inferior que
$\Delta \bar{v} \leq 40$	* 4 niveles inferior que

$\Delta \bar{v}$  : diferencia de velocidades promedio (con base en la distancia) entre flujos que se entrecruzan y flujos que no se entrecruzan.

TABLA 3.2

ECUACIONES PARA ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO

TIPO DE ECUACION	ENTRECruzAMIENTOS DE ENLACES Y ENTRECruzAMIENTOS PRINCIPALES TIPO III	ENTRECruzAMIENTOS PRINCIPALES	
		TIPO I	TIPO II
1) N° máximo de carriles de entrecruzamiento	$N_E (\max) = 2.0$ (PRIMARIA <sup>1</sup> )	$\log N_E (\max) = 0.714$ $+ 0.480 \log R$ ( $r = 0.788$ PRIMARIA <sup>1</sup> )	$\log N_E (\max) = 0.894$ $+ 0.186 \log R$ $- 0.402 \log L_{30}$ ( $r = 0.655$ PRIMARIA <sup>1</sup> )
2) Relación de velocidad	$\bar{v}_E = 31.9 + 0.0012 \bar{v}_{NE}$ $+ 0.9591 L_{30}$ ( $r = 0.885$ ; PRIMARIA <sup>1</sup> )	$\bar{v}_E = 19.076 + 0.796 \bar{v}_{NE}$ $+ 16.25 RV$ ( $r = 0.982$ , SECUNDARIA <sup>1</sup> )	$\bar{v}_E = 2.66 + 0.878 \bar{v}_{NE}$ $+ 7.767 RV$ ( $r = 0.931$ ; SECUNDARIA <sup>1</sup> )
3) Porción del total de carriles usados por vehículos entrecruzándose $N_E/N$	$\log N_E/N = 0.340 + 0.571 \log RV$ $- 0.389 \log \bar{v}_E + 0.234 \log L_{30}$ ( $r = 0.764$ ; SECUNDARIA <sup>1</sup> )	$N_E/N = 0.761 - 0.011 L_{30}$ $- 0.005 A\bar{v} + 0.047 RV$ ( $r = 0.764$ ; PRIMARIA <sup>1</sup> )	$N_E/N = 0.085 + 0.703 RV$ $+ (234.763 / L - 0.016 A\bar{v}$ ( $r = 0.834$ ; PRIMARIA <sup>1</sup> )

- 1) PRIMARIA: indica que la ecuación es válida en todos los casos  
SECUNDARIA: indica que la ecuación es válida solo cuando el tramo no está forzado
- 2) Datos de base para esta ecuación limitados a longitudes en el rango de 120-210 m. Para otras longitudes, use el 85% de el valor dado por la ecuación para el tipo II
- 3)  $r$  = Coeficiente de correlación (una medida de que tan bien representa la ecuación a los datos reales: 1.00 es perfecto, 0.00 lo peor)

NOTA:  $\bar{v}_E, \bar{v}_{NE}$  en Km/h  
L en m  $L_{30}$  en porciones de 30 metros  
variables según se definen anteriormente

TABLA 3.3

INDICE DE FIGURAS UTILIZADAS EN PROBLEMAS DE ENTRECruzAMIENTO

TIPO DE ECUACIONES	ENTRECruzAMIENTOS DE ENLACES Y ENTRECruzAMIENTOS PRINCIPALES TIPO III	ENTRECruzAMIENTOS PRINCIPALES	
Relación de Velocidad	Fig. 3.5 <sup>1</sup>	Fig. 3.6 <sup>2</sup>	Fig. 3.8 <sup>2</sup>
Porción del camino utilizada por los vehículos que se entrecruzan.	Fig. 3.9 <sup>2</sup>	Fig. 3.10 <sup>1</sup>	Fig. 3.11 <sup>1</sup>
$N_E$ Máximo	$N_E = 2.0$	Fig. 3.8 <sup>1</sup>	Fig. 3.11 <sup>2</sup>
vehículos que no se entrecruzan.	Fig. 3.12	Fig. 3.12	Fig. 3.12

1) La Figura representa una relación PRIMARIA

2) La Figura representa una relación SECUNDARIA

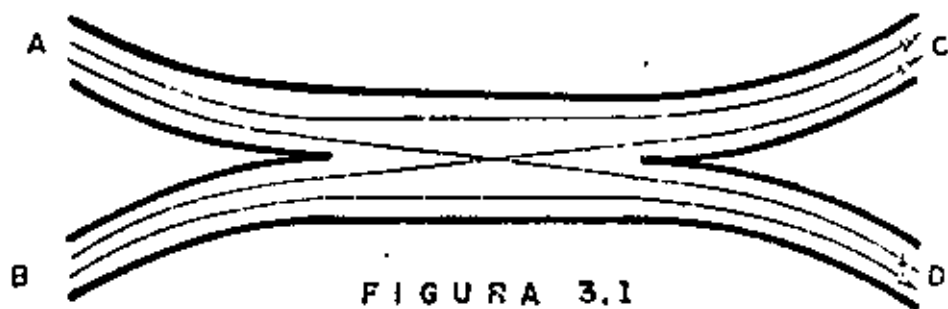
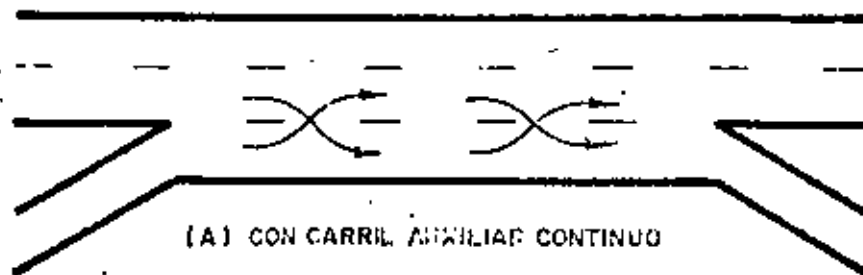


FIGURA 3.1  
FORMACION DE UNA ZONA DE ENTRECruzAMIENTO



FIGURA 3.2  
EJEMPLO DE LA MEDICION DE UNA ZONA DE ENTRECruzAMIENTO

ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO EN ENLACES

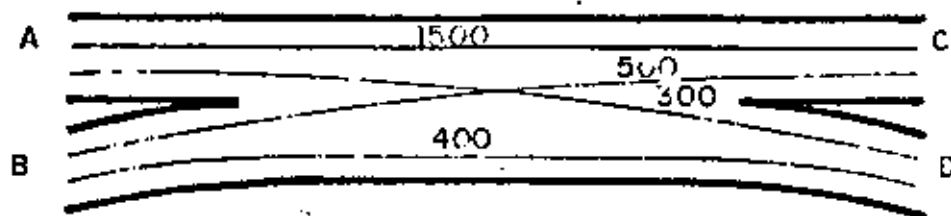


ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO PRINCIPAL



FIGURA 3.3

TIPOS DE CONFIGURACION EN ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO



ZONA DE ENTRECruzAMIENTO Y FLUJOS

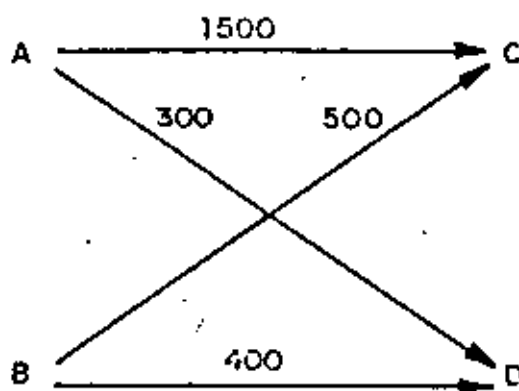


DIAGRAMA DE ENTRECruzAMIENTO

$V_{E1}$  = FLUJO DE ENTRECruzAMIENTO CON EL VALOR NUMERICO MAYOR (500)

$V_{E2}$  = FLUJO DE ENTRECruzAMIENTO CON EL VALOR NUMERICO MENOR (300)

$V_E$  = FLUJO TOTAL DE ENTRECruzAMIENTO (500 + 300 = 800)

$V_{O1}$  = FLUJO NO ENTRECruzANDOSE CON EL VALOR NUMERICO MAYOR (1500)

$V_{O2}$  = FLUJO NO ENTRECruzANDOSE CON EL VALOR NUMERICO MENOR (400)

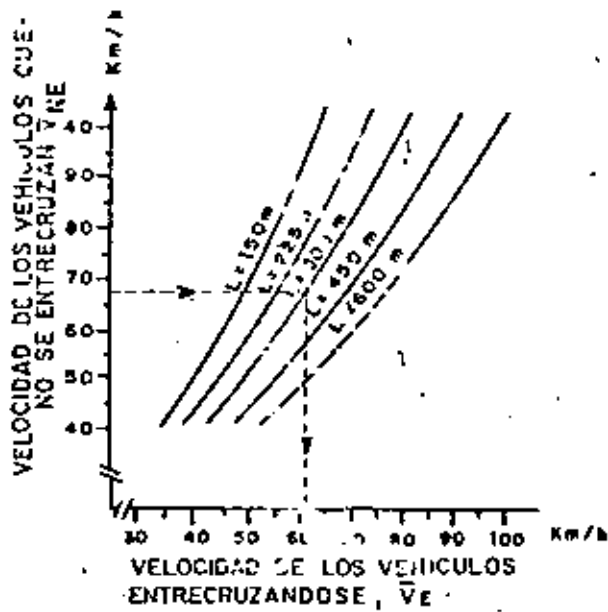
$V$  = VOLUMEN TOTAL (500 + 300 + 1500 + 400 = 2700)

$R$  = RELACION DE ENTRECruzAMIENTO =  $V_{E2} / V_E$  (300/800 = 0.375)

$VR$  = RELACION DE VOLUMEN =  $V_E / V$  (800/2700 = 0.296)

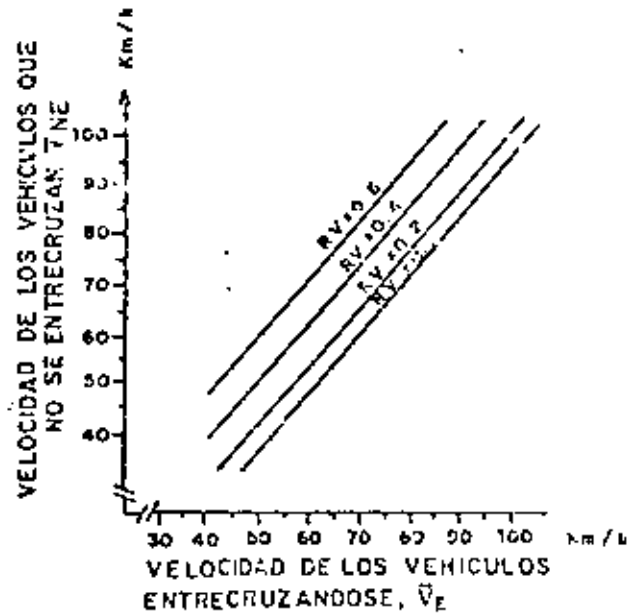
FIGURA 3.4

CONSTRUCCION DE DIAGRAMAS DE ENTRECruzAMIENTO Y CALCULO DE PARAMETROS



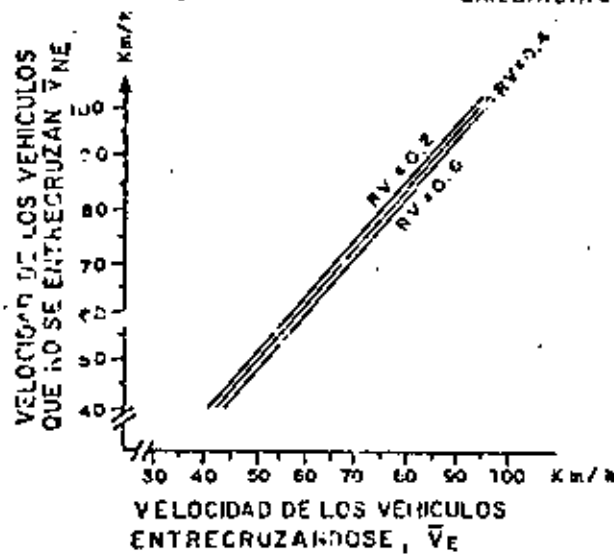
(a) ENTRECROZAMIENTOS EN ENLACE

(todos los casos)



(b) ENTRECROZAMIENTOS PRINCIPALES DEL TIPO I

(unicamente casos no forzados)



(c) ENTRECROZAMIENTOS PRINCIPALES DEL TIPO II

(unicamente casos no forzados)

EJEMPLO

ENTRECROZAMIENTO DE ENLACES

$\bar{V}_{EN} = 67.5 \text{ Km/h}$

$L = 700 \text{ m}$

POR LO TANTO,  $\bar{V}_E = 61 \text{ Km/h}$

FIGURA 3.5

RELACIONES DE VELOCIDAD EN ZONAS DE ENTRECROZAMIENTO

ECUACION:

$$* \text{LOG } N_E (\text{MAX.}) = 0.714 + 0.460 \text{ LOG } R \quad (\text{TIPO I})$$

$$\text{LOG } N_E (\text{MAX.}) = 0.896 + 0.186 \text{ LOG } R - 0.402 \text{ LOG } L_{30} \quad (\text{TIPO II})$$

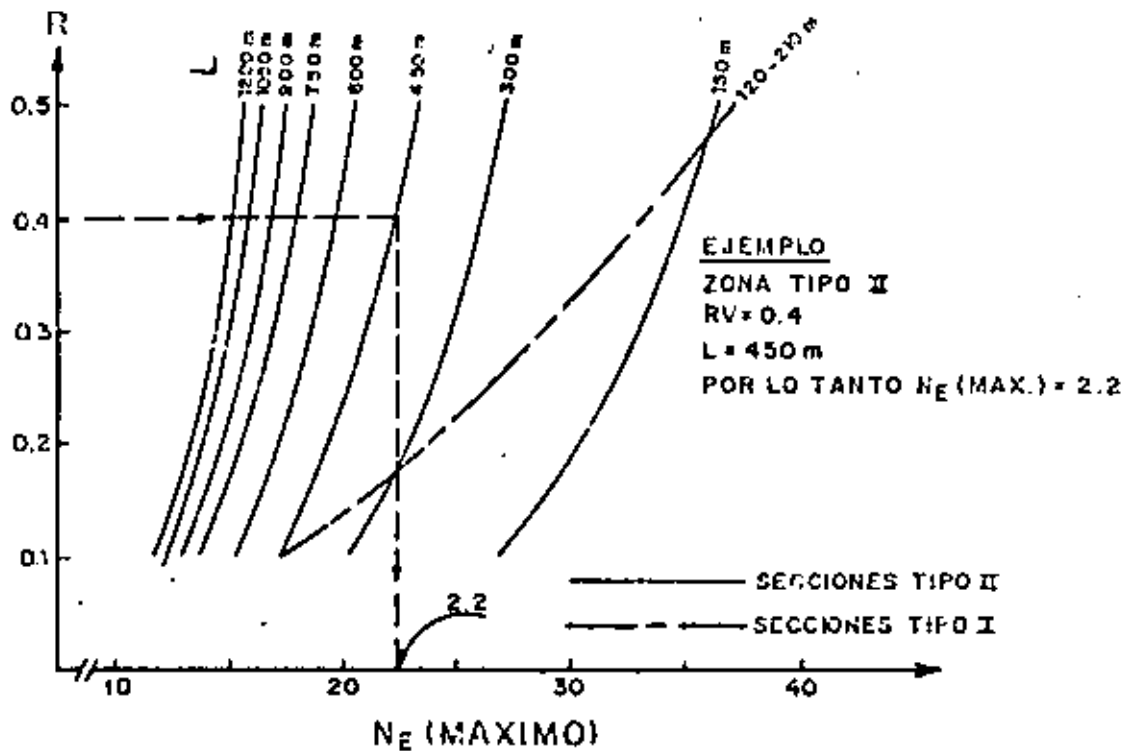


FIGURA 3.6

VALORES MAXIMOS DE  $N_E$  EN ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO PRINCIPAL

\* DATOS DE BASE PARA LA CURVA TIPO I LIMITADOS A LONGITUDES EN EL ORDEN DE 120m o 210m, PARA OTRAS LONGITUDES, MULTIPLIQUE EL VALOR DE LA CURVA TIPO II DE LONGITUD DESEADA POR 0.65 PARA UN ESTIMADO GRUESO.



**EJEMPLO**

$V_E = 60 \text{ Km/h}$

$L = 300 \text{ m}$

$RV = 0.10$

ENTRECruzamiento de ENLACES

FOR LO TANTO  $N_E/N = 0.30$

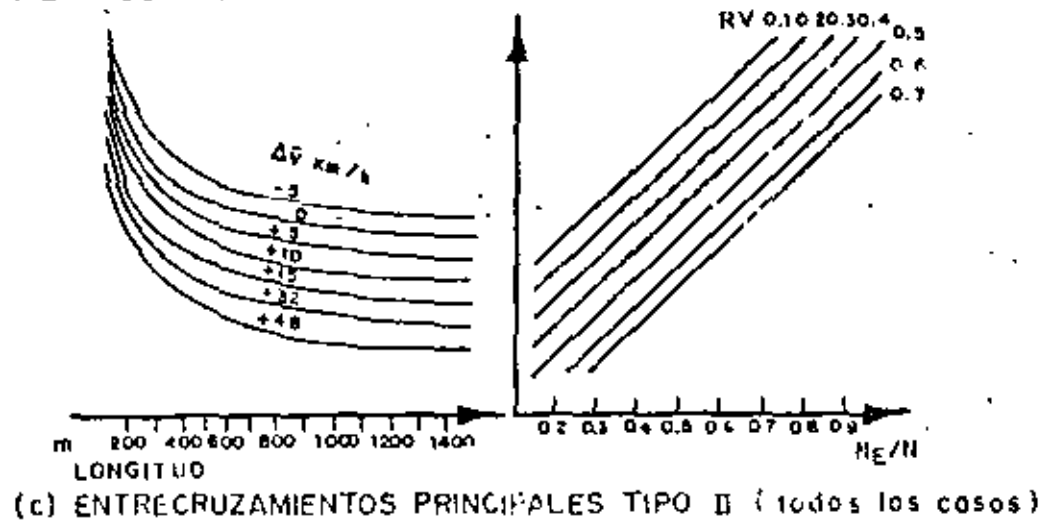
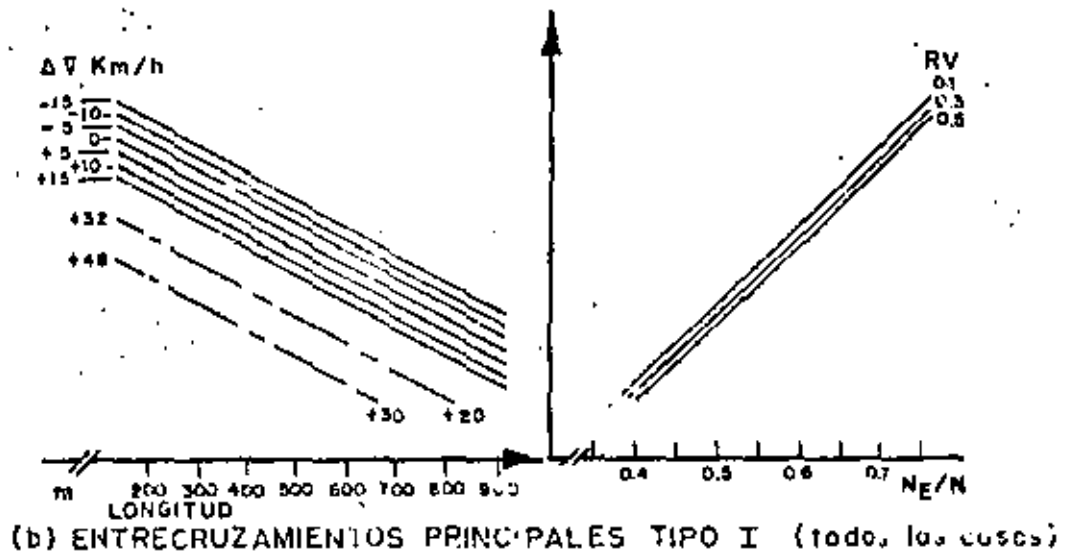
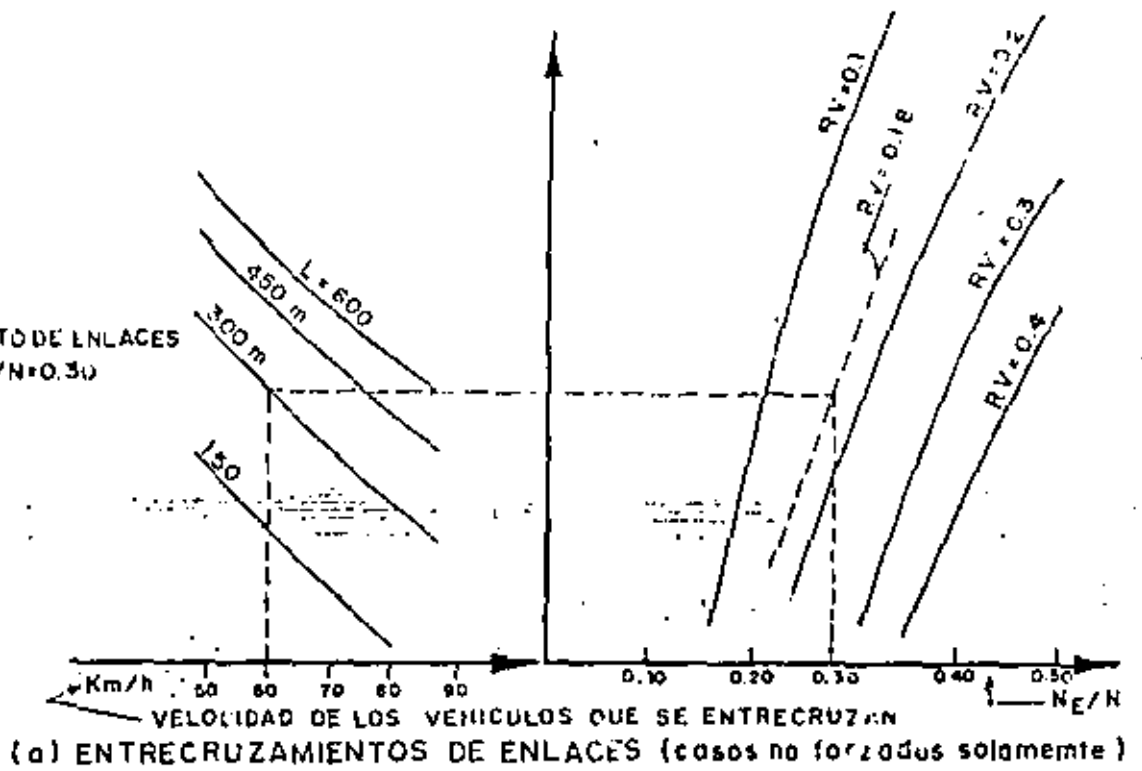
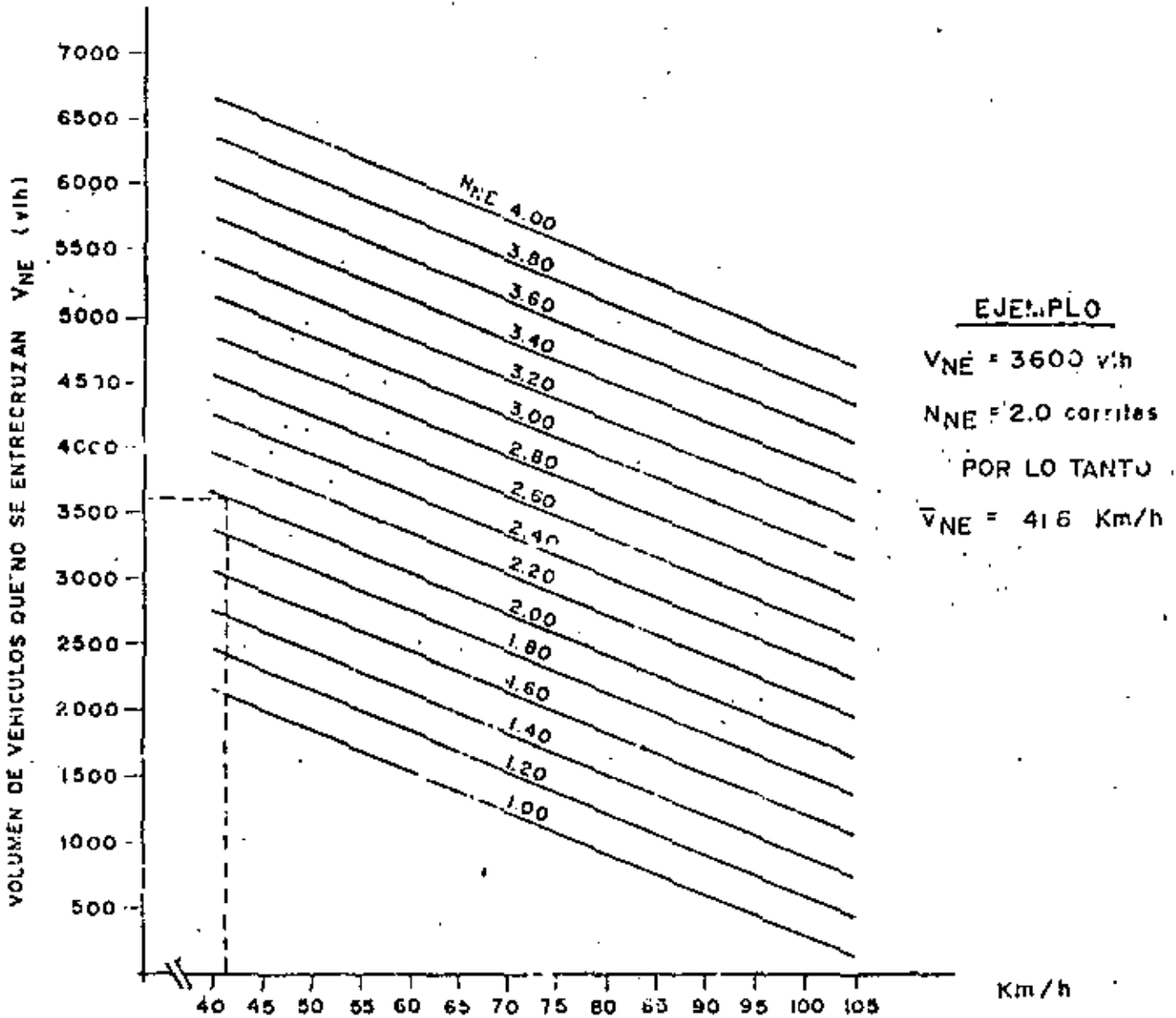


FIGURA 3.7

RELACIONES DE UTILIZACION DEL CAMINO  
PARA VEHICULOS QUE SE ENTRECruZAN

ECUACION:

$$V_{NE} = 1500 \cdot N_{NE} \cdot 31.25 \bar{v}_{NE} + 1900$$



VELOCIDAD PROMEDIO CON BASE EN LA DISTANCIA DE LOS  
VEHICULOS QUE NO SE ENTRECROZAN  $\bar{v}_{NE}$

FIGURA 3.8

RELACIONES VELOCIDAD-FLUJO DE LOS VEHICULOS QUE NO SE  
ENTRECROZAN EN UNA ZONA DE ENTRECROZAMIENTO

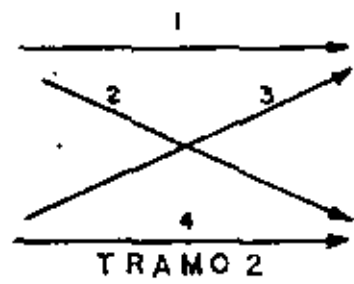
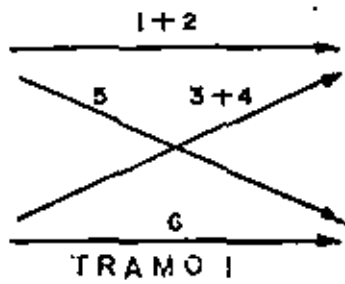
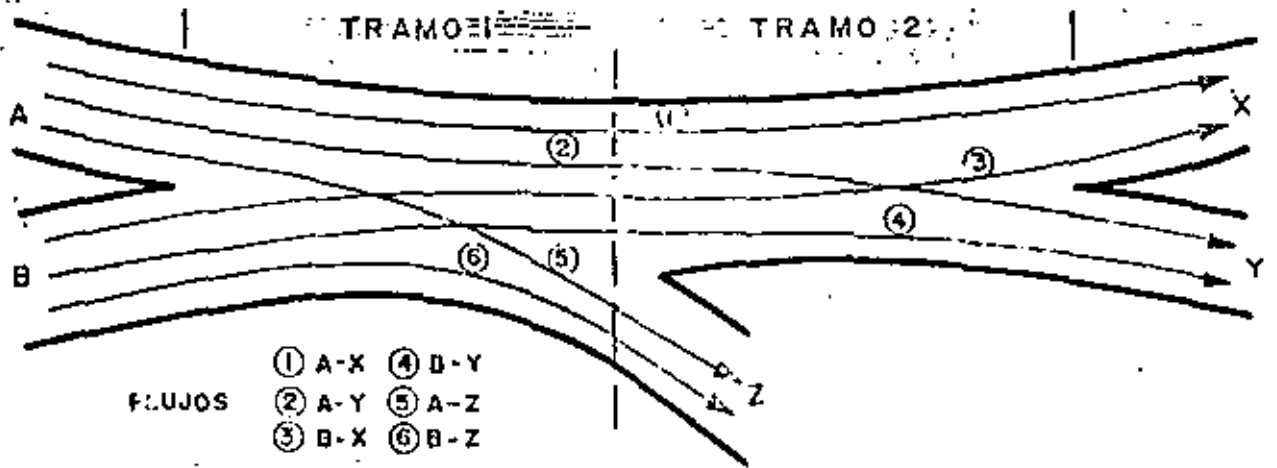


FIGURA 3.9

FLUJOS DEL ENTRECruzAMIENTO EN UN ENTRECruzAMIENTO MULTIPLE FORMADO POR UNA CONVERGENCIA SIMPLE, Y SEGUIDA POR 2 PUNTOS DE DIVERGENCIA

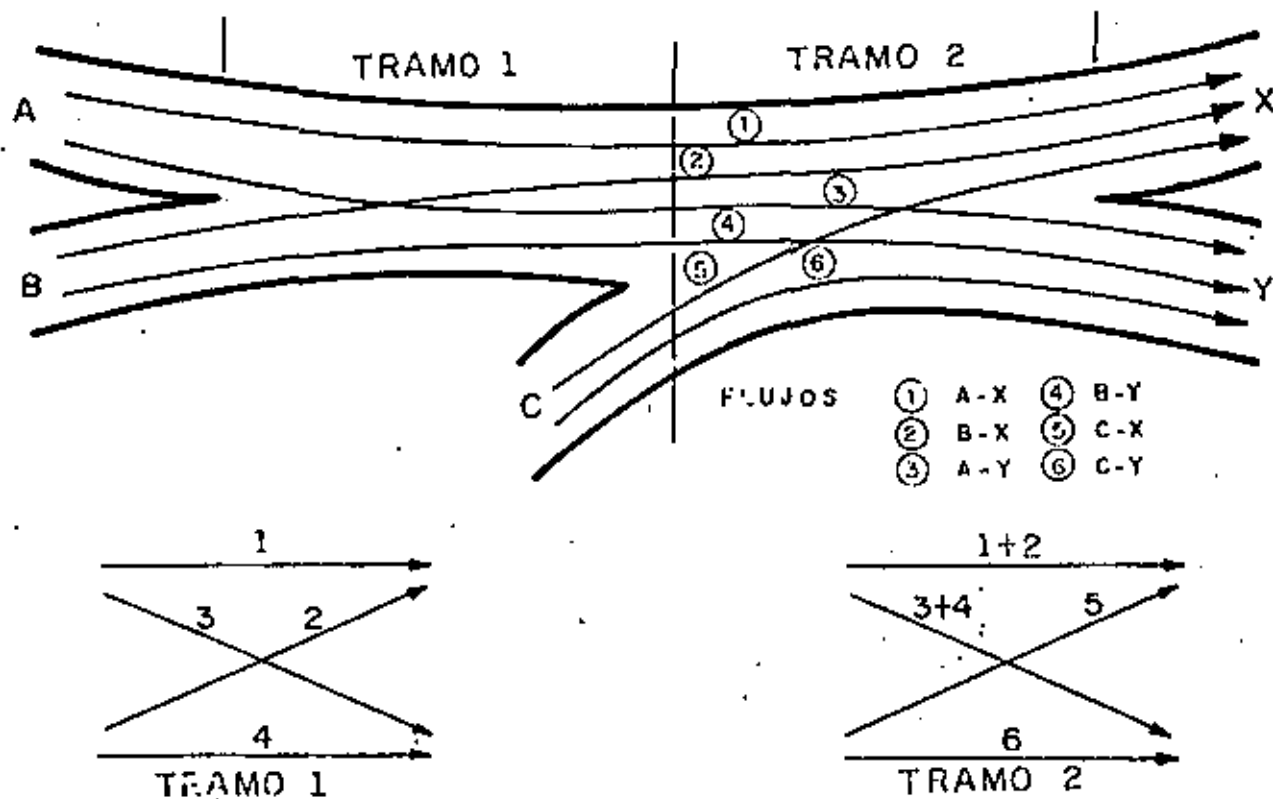


FIGURA 3.10

FLUJOS DE ENTRECruzAMIENTO EN UN ENTRECruzAMIENTO MULTIPLE FORMADO POR 2 PUNTOS DE MEZCLA Y SEGUIDO POR UNA DIVERGENCIA SIMPLE.

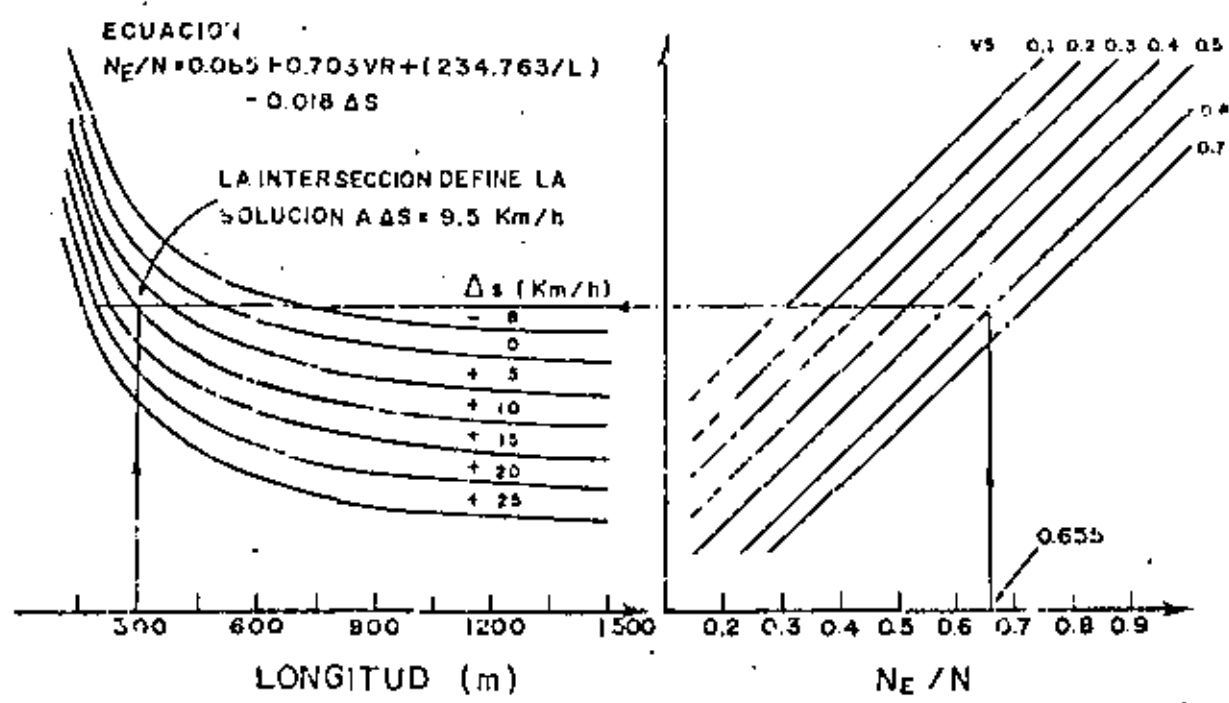
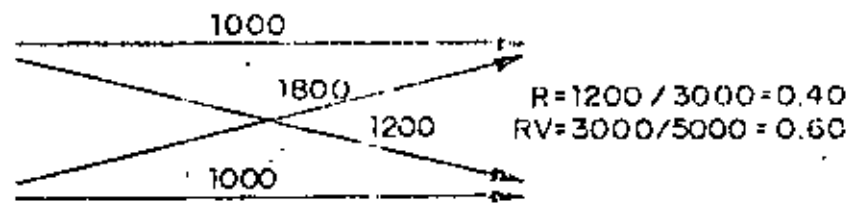


FIGURA 3.11

SOLUCION A  $\Delta \bar{v}$  EN EL PROBLEMA 3 USANDO LA FIGURA 3.7

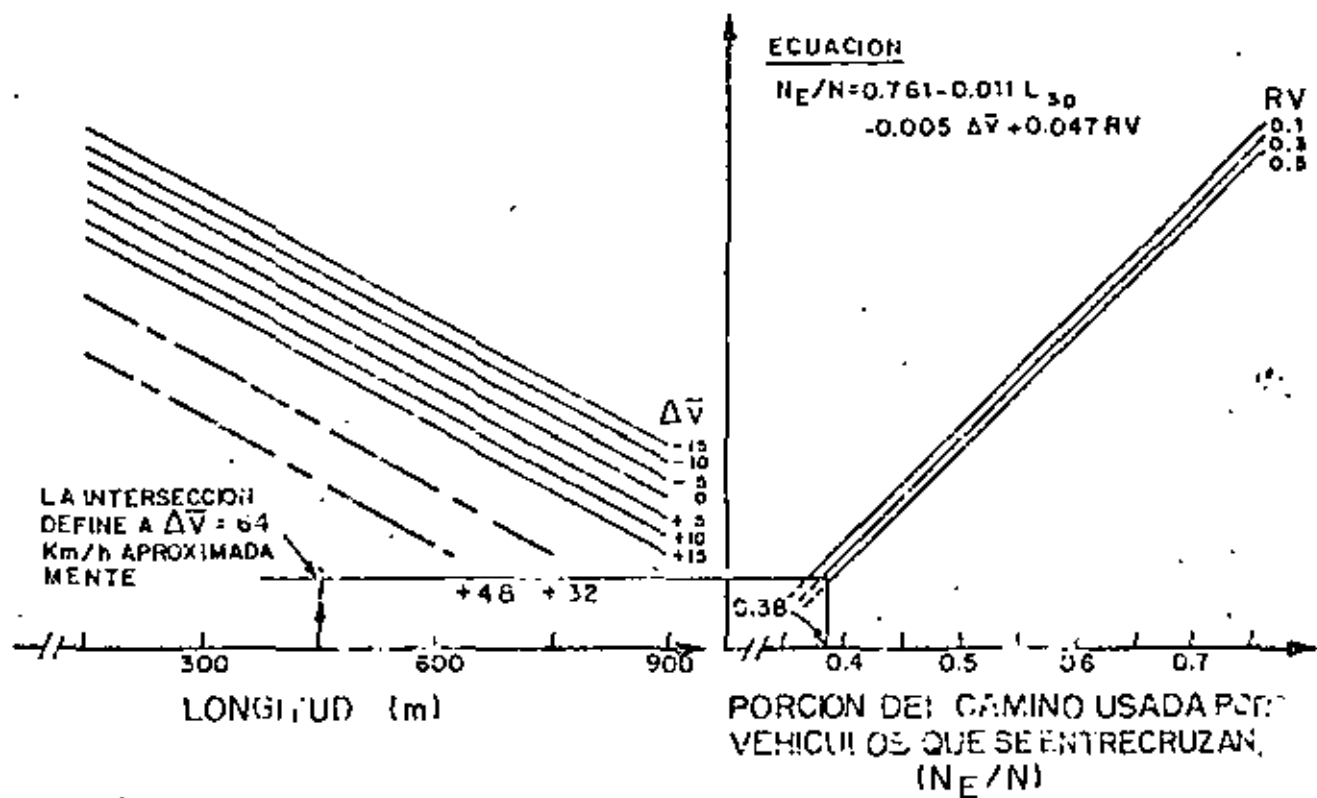
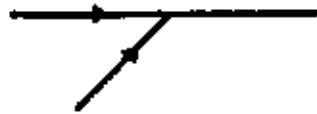


FIGURA 3.12

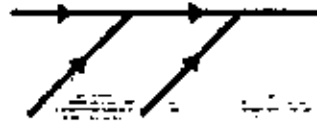
SOLUCION PARA  $\Delta \bar{V}$  EN EL PROBLEMA 4 USANDO LA FIGURA 3.7



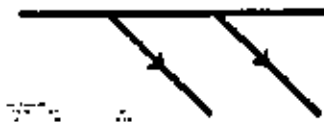
(a) ENLACE DE ENTRADA AISLADO



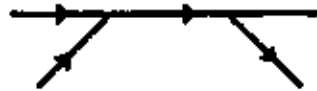
(b) ENLACE DE SALIDA AISLADO



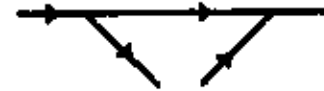
(c) ENLACES DE ENTRADA ADYACENTES



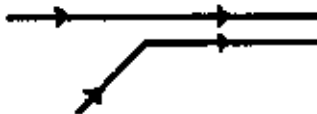
(d) ENLACES DE SALIDA ADYACENTES



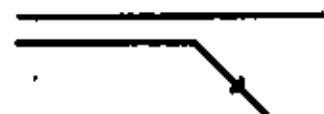
(e) ENLACE DE ENTRADA SEGUIDO DE  
ENLACE DE SALIDA  
(SIN CARRIL AUXILIAR)



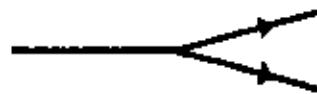
(f) ENLACE DE SALIDA SEGUIDO DE  
ENLACE DE ENTRADA



(g) ADICION DE CARRIL



(h) SEPARACION DE CARRIL



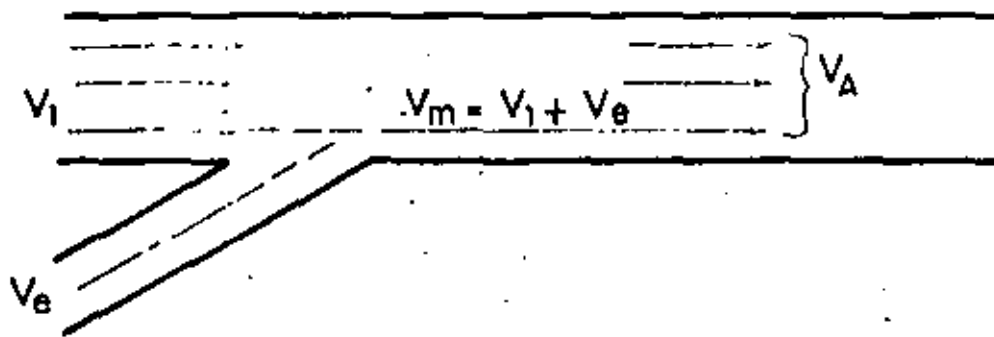
(i) DIVERGENCIA PRINCIPAL



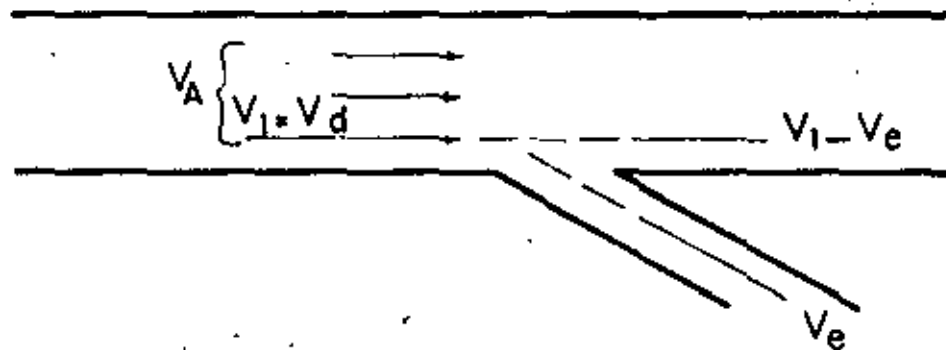
(j) CONVERGENCIA PRINCIPAL

FIGURA 4.1

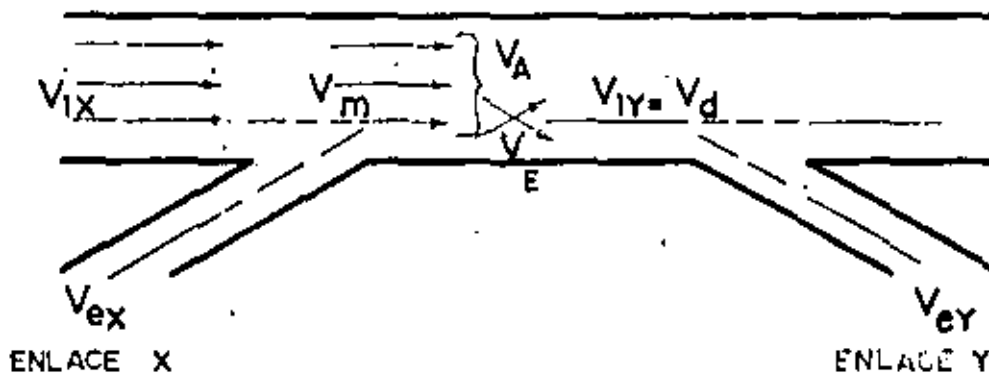
CONFIGURACIONES DE ENLACES CUBIERTAS POR LOS PROCEDIMIENTOS



(a) VOLUMENES EN PUNTOS DE VERIFICACION EN ENLACE DE ENTRADA



(b) VOLUMENES EN PUNTOS DE VERIFICACION EN ENLACE DE SALIDA



(c) VOLUMENES EN PUNTOS DE VERIFICACION EN ENLACE DE ENTRADA  
SEGUIDO DE ENLACE DE SALIDA (SIN CARRIL AUXILIAR)

FIGURA 4.2

VOLUMENES EN PUNTOS DE VERIFICACION PARA CONEXIONES DE  
ENLACES A LA AUTOPISTA





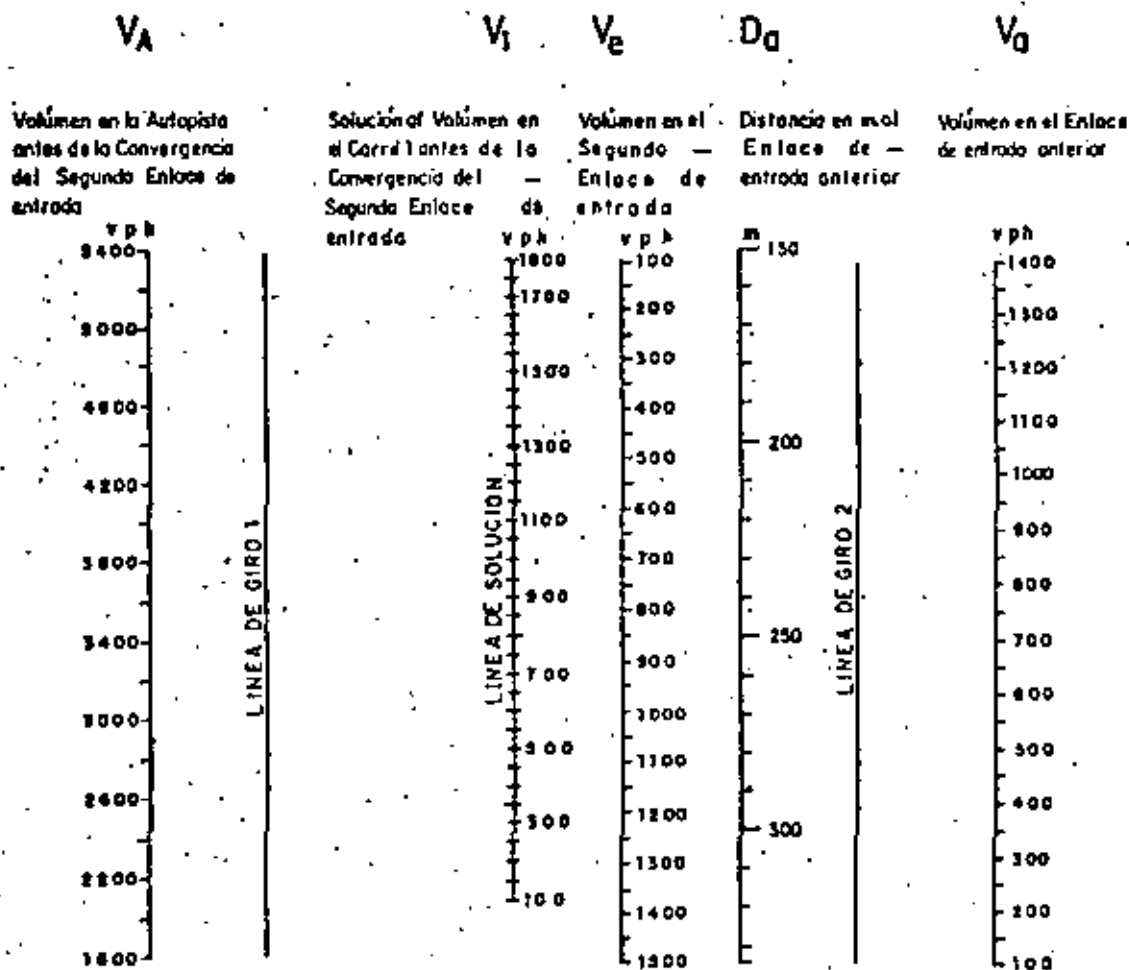
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CAPACIDAD, VIAL, RURAL Y URBANA

CAPACIDAD EN VIAS DE  
ENLACE

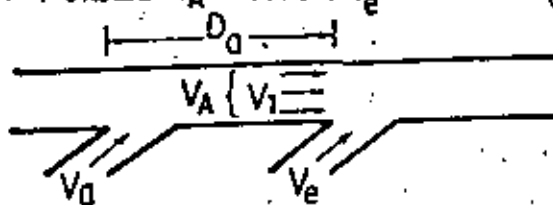
ARQ. LUIS MOYA

22 FEBRERO, 1984.



$$\text{ECUACION: } V_1 = 574 + 0.228 V_A - 0.194 V_e - 2.343 D_0 + 0.274 V_0$$

DIAGRAMA:



CONDICIONES PARA SU USO:

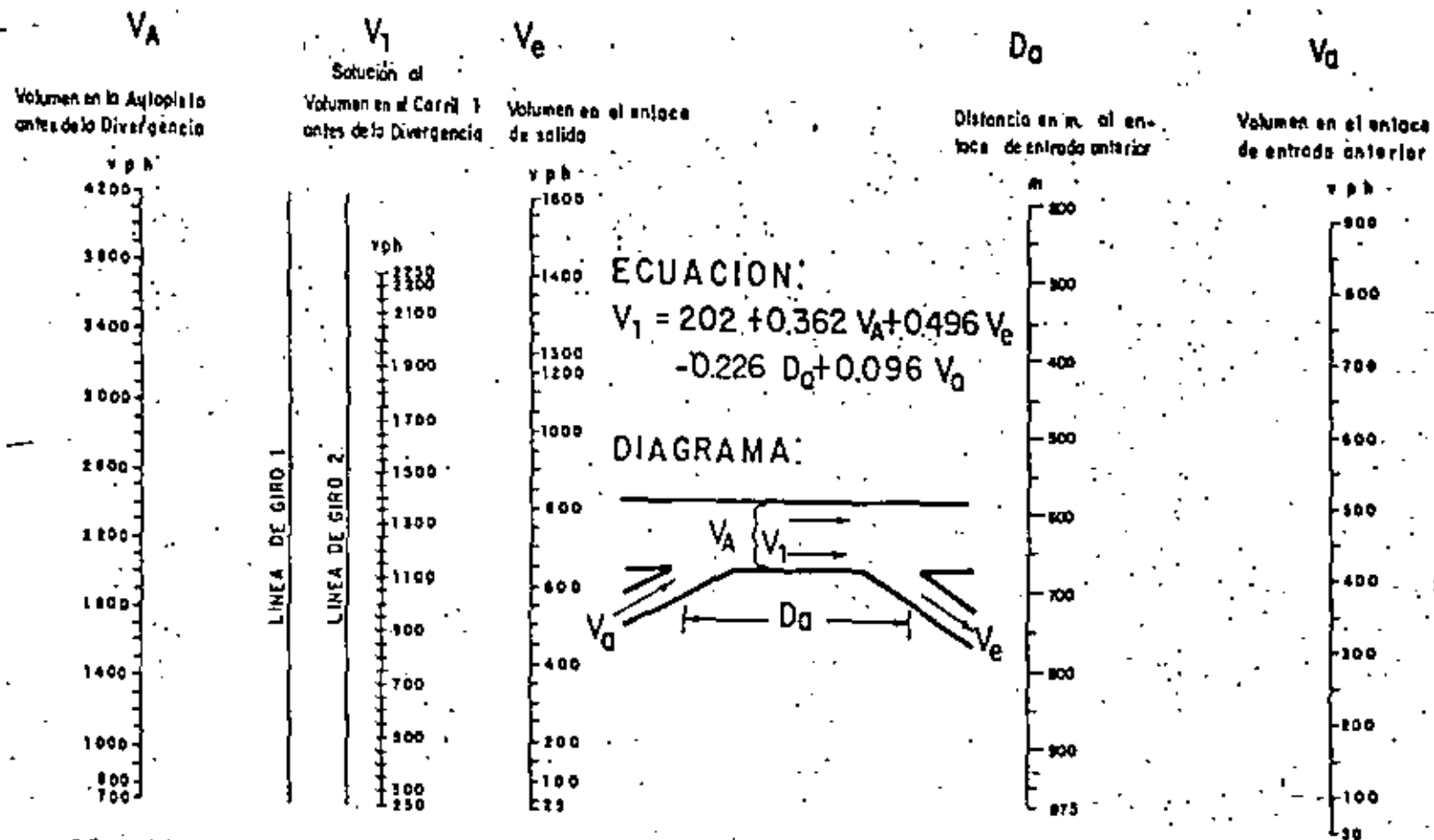
- 1) Enlace de entrada de 1 carril en autopistas de 6 carriles con enlace de entrada adyacente anterior, con ó sin carriles de aceleración
- 2) Rango normal de uso:  $V_A = 1800$  a  $5400$  vph;  $V_e = 100$  a  $1500$  vph  
 $V_0 = 100$  a  $1400$  vph;  $D_0 = 150$  a  $300$  m

PASOS PARA LA SOLUCIÓN:

- 1) Trace una línea desde el valor  $V_A$  al valor  $V_e$ , intersectando la línea de giro 1.
- 2) Trace una línea desde el valor  $V_0$  al valor  $D_0$ , intersectando la línea de giro 2.
- 3) Trace una línea desde la intersección con la línea de giro 1 del paso 1 a la intersección con la línea de giro 2 del paso 2, lea la solución en la línea  $V_1$ .

FIGURA A4.8

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN EN EL CARRIL 1 ANTES DE LA CONVERGENCIA DE ENLACES DE ENTRADA EN AUTOPISTAS DE 6 CARRILES CON ENLACE DE ENTRADA ANTERIOR (3 carriles en cada dirección)

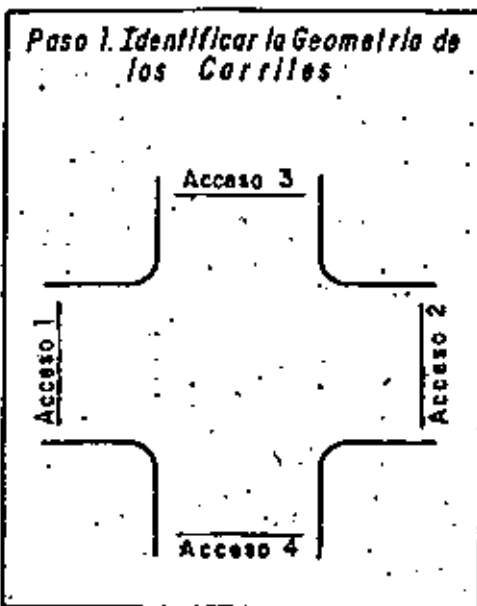


# Analisis del Movimiento Critico: PLANIFICACION

## Forma de Cálculo I.

Intersección \_\_\_\_\_ Hora de Proyecto \_\_\_\_\_

### Definición del Problema

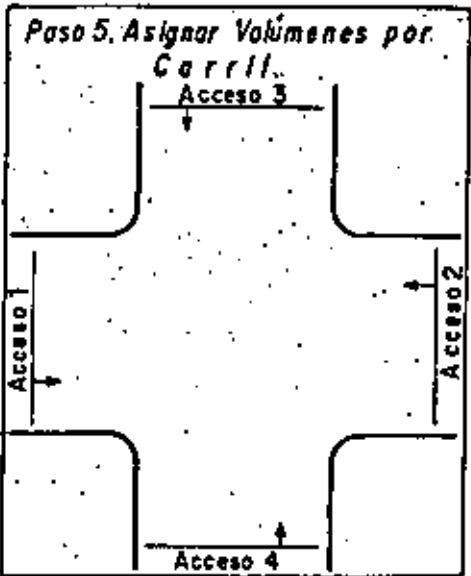
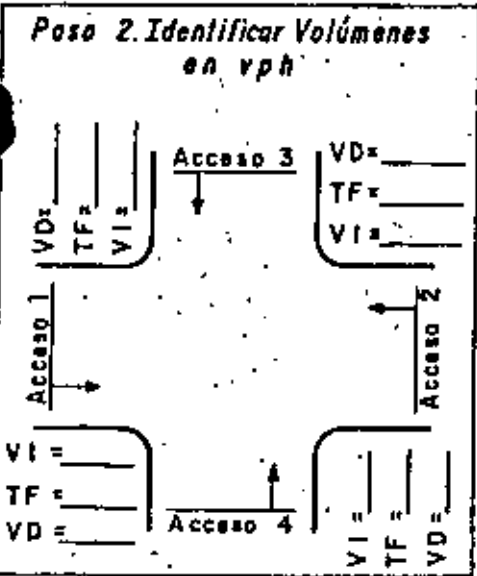


**Paso 4. Verificar Vuelta Izquierda**

	ACCESO			
	1	2	3	4
a. Número de intervalos de cambio por hora				
b. Capacidad de vueltas izquierdas en intervalos de cambio en vph				
c. Relación luz verde a ciclo G/C				
d. Volumen opuesto en vph				
e. Capacidad de vueltas izquierdas en luz verde en vph				
f. Capacidad de vueltas izquierdas en vph $b + e$				
g. Volumen de vueltas izquierdas en vph				
h. ¿Es el volumen > capacidad ( $g > f$ )?				

**Paso 6 b. Ajuste de Volumen para Semáforo de Fases Múltiples**

Fase Probable	Volumen Crítico Posible en vph	Volumen que Pasa a la Sig. Fase	Volumen Crítico Ajustado en vph



**Paso 8. Nivel de Servicio de la Intersección**

{Compare el paso 7 con la Tabla 6}

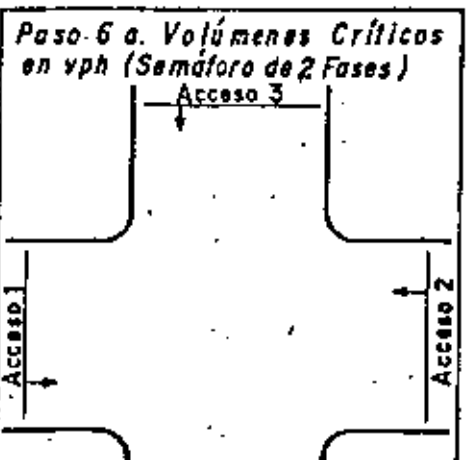
**Paso 9. Recalcular**

Cambio Geométrico \_\_\_\_\_

Cambio en el Semáforo \_\_\_\_\_

Cambio de Volumen \_\_\_\_\_

**Paso 3. Identificar Fases**

**Observaciones**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

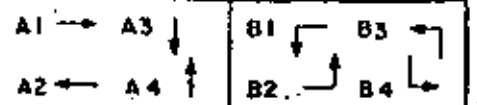
\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

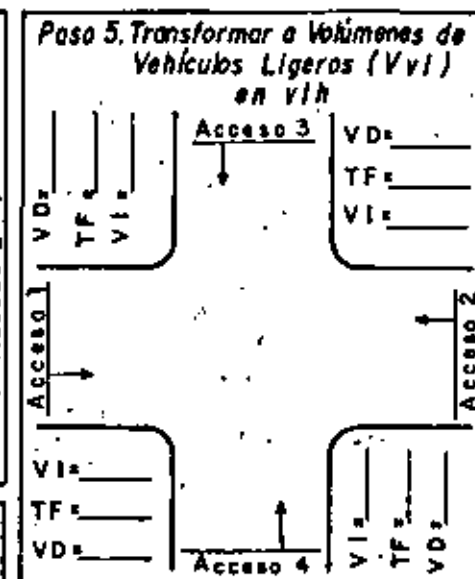
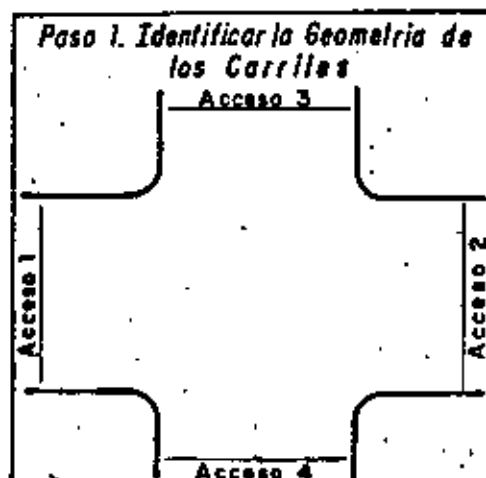


# Análisis del Movimiento Crítico: OPERACION Y PROYECTO

## Forma de Cálculo 2

Intersección \_\_\_\_\_ Hora de proyecto \_\_\_\_\_

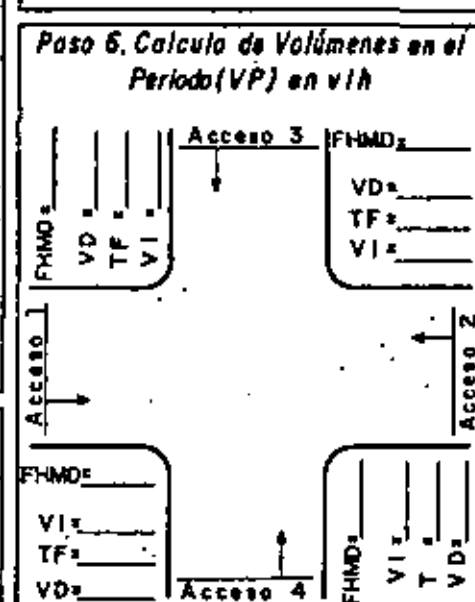
Definición del Problema \_\_\_\_\_



**Paso 8. Volúmenes Ajustados**

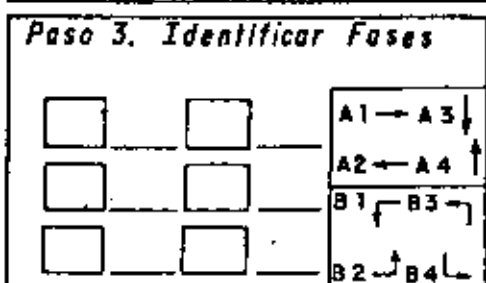
**Paso 9 a. Cálculo de Volúmenes por Carril**

Acceso	Vol. Total (Paso 7)	Vol. Ajustado	N. de Carriles	Vol. por Carril
1				
2				
3				
4				



**Paso 9 b. Ajuste de Volumen para Semáforos de Fases Múltiples**

Fase	Volúmenes Críticos Posibles en v/h	Volúmenes Ajustados en la Seq. Fase	Volúmenes Críticos Ajustados en v/h
1			
2			
3			
4			



**Paso 7. Ajuste Para Vueltas**

Acceso	Movimiento	Vueltas	Volúmenes de vuelta (VP de paso 6)	Volúmenes ajustados en v/h del paso 2	Vol. pedonal/hora E <sub>A</sub> Véase la Tabla 5)	Volúmenes VI en v/h E <sub>A</sub> VD (de la Tabla 4)	Volúmenes VD en v/h del paso 6	Volúmenes TF en v/h del paso 6	Total Vol. en v/h
1									
2									
3									
4									

**Paso 10. Suma de Volúmenes Críticos**

\_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_ = \_\_\_\_\_ v/h

**Paso 4. Verificar Vuelta Izquierda**

ACCESO	1	2	3	4
a. Número de intervalos de cambio por hora				
b. Capacidad de vueltas izquierda en intervalos de cambio				
c. Relación las vueltas a ciclo G/C				
d. Volumen ajustado en v/h				
e. Capacidad de vueltas izquierda en 12 vueltas en v/h				
f. Capacidad de vueltas izquierda en v/h (14a)				
g. Volumen de vueltas izquierda en v/h				
h. ¿Es el volumen > capacidad (g > f)?				

**Paso 11. Nivel de Servicio de la Intersección**

[Compare el paso 10 con la Tabla 6]

**Paso 12. Recalcular**

Cambio Geométrico \_\_\_\_\_

Cambio en el Semáforo \_\_\_\_\_

Cambio de volumen \_\_\_\_\_

**Observaciones**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

TABLA 2.3

FACTOR DE CORRECCION PARA EL EFECTO COMBINADO DE ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES RESTRINGIDA (W)

Distancia desde la orilla del camino a la obstrucción (m)	FACTOR DE AJUSTE (W)							
	Obstrucción en un lado de una dirección del camino				Obstrucción en ambos lados de una dirección del camino			
	ANCHO DEL CARRIL (m)							
	3.65	3.4	3.0	2.7	3.65	3.4	3.0	2.7
AUTOPISTA DIVIDIDA DE 4 CARRILES (2 EN CADA DIRECCION)								
1.8	1.06	1.03	0.97	0.86	1.06	1.03	0.97	0.86
1.5	1.05	1.02	0.96	0.85	1.05	1.02	0.96	0.85
1.2	1.05	1.02	0.96	0.85	1.04	1.01	0.95	0.84
0.9	1.04	1.01	0.95	0.84	1.02	0.99	0.93	0.82
0.6	1.03	1.00	0.94	0.84	1.00	0.97	0.91	0.81
0.3	0.99	0.96	0.90	0.81	0.93	0.90	0.85	0.76
0.0	0.96	0.93	0.87	0.78	0.86	0.84	0.79	0.70
AUTOPISTA DIVIDIDA DE 6 U 8 CARRILES (3 o 4 EN CADA SENTIDO)								
1.8	1.06	1.02	0.95	0.83	1.06	1.02	0.95	0.83
1.5	1.05	1.01	0.94	0.82	1.05	1.01	0.94	0.82
1.2	1.05	1.01	0.94	0.82	1.04	1.00	0.93	0.82
0.9	1.04	1.00	0.93	0.81	1.03	0.99	0.91	0.81
0.6	1.03	0.99	0.93	0.81	1.02	0.98	0.90	0.80
0.3	1.01	0.98	0.91	0.80	0.99	0.95	0.88	0.77
0.0	1.00	0.97	0.90	0.79	0.97	0.93	0.86	0.74

\* Cierta tipo de obstrucciones, barreras separadoras centrales altas en particular, no causan ningún efecto perjudicial en el flujo del tránsito. Existe alguna evidencia que la reacción del conductor a las barreras es basada en parte sobre su percepción del probable daño al vehículo al golpear la barrera. Las barreras separadoras centrales de concreto, las cuales generalmente limitan los daños a llantas raspadas no son generalmente un problema.

1. SILVIO MANUEL SIDAS ACOSTA  
Calle 4 No. 62  
Col. Progreso Nacional  
Deleg. Gustavo A. Madero  
07600 México, D. F.  
Tel. 392 0626  
E S I A  
Zacatenco  
Col. Lindavista  
México, D.F.
2. MARIO ANTONIO ALVARADO DOMINGUEZ  
Amado Neruo No. 31  
Col. Sta. María la Ribera  
Deleg. Cuauhtémoc  
06400 México, D.F.  
Tel. 541 25 38  
INGENIERIA DE TRANSPORTES Y URBANISMO, S.A.  
Amsterdam No. 79-202  
Col. Hipódromo Condesa  
Deleg. Cuauhtémoc  
06000 México, D.F.  
Tel. 286 02 83
3. MOISES ORNELAS MARQUEZ  
Torres de Mixcoac A-12-603  
México, D.F.  
ARQUITECTONICA DE CONST. Y URBANISMO, S.A.  
Mixcoac  
Deleg. Alvaro Obregón  
México, D.F.  
Tel. 593 29 39
4. ABRAHAM RAMIREZ SABAG  
Av. de las Torres No. 54 C-3  
Col. los reyes  
Deleg. Coyoacán  
04330 México, D.F.  
Tel. 286 31 81  
S E D U E  
Av. Universidad s/n Frente a Mitla  
Col. Vertiz Narvarte  
Deleg. Benito Juárez  
03020 México, D.F.  
Tel. 590 30 41
5. SERGIO ENRIQUE DIAZ GRIS  
Edif. 75-B 403  
Lomas de Sotelo  
Deleg. Miguel Hidalgo  
México, D.F.  
Tel. 395 03 55  
S E D U E  
Av. Universidad y Xola  
Col. Vertiz Narvarte  
Deleg. Benito Juárez  
03020 México, D.F.  
Tel. 590 30 41
6. RUBEN LOPEZ ZEIMENO  
Nocaxa 05-4  
Col. Portales  
Deleg. Benito Juárez  
03300 México, D.F.  
Tel. 539 12 22  
S E D U E  
Av. Universidad y Mitla  
Col. Vertiz Narvarte  
Deleg. Benito Juárez  
03020 México, D.F.  
Tel. 530 88 55
7. ARMANDO ACLVES FLORES  
Av. Hidalgo No. 84-7  
Col. Jacarandas  
Deleg. Iztapalapa  
México, D.F.  
COVITUR  
Av. Universidad No. 800  
Col. Sta. Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
Tel. 688 89 55 ext. 281
8. ARTURO D. AGUILAR MONSALVO  
Valle de México No. 57  
Col. Valle de Aragón  
Eko. de México  
Tel. 796 57 42  
ZEBRA I.T., S.A.  
Hermisillo No. 25-4º piso  
Col. Roma Sur  
Deleg. Cuauhtémoc  
México, D.F.  
Tel. 584 15 69

9. DAVID ALVAREZ SALGADO  
Calle Aculeo No. 41  
Fracc. La Romana  
Tlanepantla  
Edo. de México

COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE  
Av. Universidad No. 800  
Santa Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.

10. ANTONIO AQUIL SIXTOS  
Av. 553 No. 37  
U. Aragón  
Deleg. Gustavo A. Madero  
México, D.F.  
Tel. 551 54 72

CONSTRUCCIONES Y SERVICIOS DE ING., S.A.  
Carlos B. Zetina No. 116-2º piso  
Col. Escandón  
Deleg. Miguel Hidalgo  
México, D.F.  
Tel. 277 86 32

11. ROGELIO ROMAN BARRERA CAMACHO  
Rafael Angel de la Peña No. 26  
Col. Obrera  
Deleg. Cuauhtémoc  
06800 México, D.F.  
Tel. 761 95 93

S C T  
Xola y Universidad  
Col. Narvarte  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 530 30 00 ext. 470

12. AUGUSTO BELLO VARGAS  
Vallarte No. 117-201  
U. El Cortijo  
Tlanepantla  
54070 Edo. de México  
Tel. 390 67 09

S C T  
Xola y Universidad  
Col. Narvarte  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 530 50 53

13. ESTELA BUSTAMANTE RODRIGUEZ  
Calle 653 No. 7  
San Juan de Aragón  
Deleg. Gustavo A. Madero  
07920 México, D.F.  
Tel. 794 13 94

14. GERMAN VICENTE CAMACHO  
Orión No. 2302  
Col. Prado Churubusco  
Deleg. Coyoacán  
04230 México, D.F.  
Tel. 581 30 55

PLANIFICACION ESTUDIOS Y OBRAS, S. DE R.L.  
Pallares Portillo No. 174-4  
Col. San Andrés  
Deleg. Coyoacán  
04040 México, D.F.  
Tel. 544 91 39

15. PORFIRIO DIAZ CASTRO

CONSTRUCCIONES Y SERVICIOS DE ING., S.A.  
Carlos B. Zetina No. 116-2º.piso  
Col. Escandón  
Deleg. Miguel Hidalgo  
Tel. 277 86 32

16. RAUL AUGUSTO DIAZ ESPAÑA  
U. Tlatilco, Edif. 15-T  
Col. Nueva Sta. María  
Azcapotzalco  
02800 Edo. de México  
Tel. 355 28 56

S C T  
Jalapa No. 147-3º piso  
Col. Roma  
Deleg. Cuauhtémoc  
México, D.F.  
564 56 58



17. JORGE M. DURAN RODRIGUEZ  
Delia No. 166-2  
Col. Guadalupe Tepeyac  
Deleg. Gustavo A. Madero  
07840 México, D.F.  
Tel. 537 52 22

18. MA. SUSANA GARCIA GARCIA  
Lago San Pedro No. 64  
Col. Pencil  
Deleg. Miguel Hidalgo  
11430 México, D.F.  
Tel. 527 97 59

19. LEOPOLDO GARCIA GONZALEZ  
Pozo Pedregal No. 56  
Col. Reynosa  
Deleg. Azcapotzalco  
02200 México, D.F.

20. LUIS FRANCISCO BALCAZAR QUINTERO  
Presu Santa Rosa No. 10-5  
Col. Irrigación  
Deleg. Miguel Hidalgo  
11500 México, D.F.  
Tel. 557 99 19

21. HILDA DEL CARMEN GARCIA ROMAN  
U. Candelaria de los Patos  
Mz-E H D-33  
Centro  
Deleg. Venustiano Carranza  
México, D.F.  
Tel. 522 47 96

22. RENE GONZALEZ HARRAS  
Dr. Andrade No. 334  
Col. Cuauhtémoc  
México, D. F.  
Tel. 530 30 93

23. GUILLERMO B. GONZALEZ HERNANDEZ  
Manuel González No. 50  
México, D.F.  
Tel. 583 16 56

24. JOSE ENRIQUE GONZALEZ VILASEÑOR  
Cuautitlán M-70 L-10  
Col. Altavista  
Xalostoc, Edo. de México  
Tel. 569 50 87

TELEFONOS DE MEXICO  
Parque Vía No. 198  
Col. Cuauhtémoc  
Deleg. Cuauhtémoc  
México, D.F.  
Tel. 566 89 08

SECRETARIA GRAL. DE PROTECCION Y VIALIDAD  
Plaza Tlaxcoaque  
Col. Tránsito  
Deleg. Cuauhtémoc  
06820 México, D.F.  
Tel. 588 87 90

COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO  
Av. Universidad No. 800-3° piso  
Sta. Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 688 44 15

CONSTRUCCIONES ESTUDIOS Y MAQUINARIA, SA DE CV  
Detroit No. 9-901  
Col. Nápoles  
Deleg. Benito Juárez  
03810 México, D.F.  
Tel. 598 02 92

ING. DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO  
Av. Legaria No. 252  
Col. Pensil  
México, D.F.  
Tel. 399 64 22

DIRECCION DE INGENIERIA VIAL  
Av. Universidad No. 800  
Sta. Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 688 89 55

I P E S A  
San Lorenzo No. 156  
México, D.F.  
Tel. 575 40 77

SECRETARIA GRAL. DE PROTECCION Y VIALIDAD  
Plaza Tlaxcoaque  
Col. Tránsito  
Deleg. Cuauhtémoc  
06820 México, D.F.  
Tel. 588 87 90

25. JORGE DAVID HERNANDEZ MENDOZA  
Calz. Guillermo Prieto No. 280  
Col. Magdalena Mixhuca  
Deleg. Venustiano Carranza  
México, D.F.  
Tel. 768 70 32
26. JORGE D. HERNANDEZ MENDOZA  
GRUPO DE CONSULTORES EN INGENIERIA, S.A.  
Popocatepetl No. 26 Desp. 402  
México, D.F.  
Tel. 564 91 14
27. ARMANDO HERRERA BARRIENTOS  
Detroit No. 43-201  
Col. Nápoles  
Deleg. Benito Juárez  
03801 México, D.F.  
Tel. 563 61 31
28. JESUS HIDALGO VAZQUEZ  
CALLE Tlacotal-2 No. 2409  
Col. Gabriel Ramos Millán  
Deleg. Iztacalco  
08730 México, D.F.
29. CRISPIN LINA MANJARRES  
DIVISION DE EMPRESAS DE ING. "METRO"  
Calz. Legaria No. 252  
México, D.F.  
Tel. 399 69 22
30. GERARDO MALDONADO ENRIQUEZ  
Calle de Iago No. 24  
Col. Nativitas  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.
31. RAUL MARTINEZ HERNANDEZ  
Segunda Poniente No. 9  
Col. Isidro Fabela  
Deleg. Tlalpan  
14030 México, D.F.
32. JUAN RAMON MARTINEZ MACEDO  
Orinoco No. 63-104  
Col. Zacahuitzco  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 674 11 27
33. MIGUEL MEDINA RANGEL  
Cañaverales No. 70 Casa 34  
Villa Coapa  
Deleg. Tlalpan  
14330 México, D.F.
- GRUPO DE CONSULTORES EN INGENIERIA, S.A.  
Av. Sonora No. 70  
Col. Roma  
Deleg. Cuauhtémoc  
México, D.F.  
Tel. 286 50 50
- COSNTRUCCIONES, CONDUCCIONES Y P., S.A.  
Minería No. 145  
Col. Escandón  
México, D.F.  
Tel. 516 04 60
- S C T  
Av. Universidad y Xola  
030 28 México, D.F.  
Tel. 530 40 68
- COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE  
Av. Universidad No. 800  
Col. Sta. Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.
- S C T  
Xola y Universidad  
Col. Narvarte  
México, D.F.  
Tel. 519 73 60
- DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES, S.A.  
Huichapán No. 10  
Col. Condesa  
México, D.F.  
Tel. 553 10 85
- COVITUR  
Av. Universidad No. 800  
Col. Sta. Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.

34. PEDRO MOLINA CHAMORRO  
Cda. de Tapicuaría No. 36-1  
Col. Morelos  
Deleg. Venustiano Carranza  
12280 México, D.F.  
Tel. 789 35 27
35. JOSE GERARDO PLAMBA CASTRO  
Torres de Mixcoac Edif. A-14-104  
Torres de Mixcoac  
Deleg. Alvaro Obregón  
01490 México, D.F.  
Tel. 593 40 48
36. JUAN ANTONIO RAMIREZ MEDINA  
Palacio Nacional No. 354  
Col. Evolución  
Col. Nezahualcoyotl  
57700 México, D.F.
37. HECTOR RAMIREZ SAAVEDRA  
3a. Cerrada de Emilio Carranza No. 31-23  
Col. San Andrés  
México, D.F.  
Tel. 532 25 81
38. GREGORIO ROJAS CORDIERO  
Av. 602 No. 68  
Deleg. Gustavo A. Madero  
07920 México, D.F.  
Tel. 796 31 77
39. ALEJANDRO SALDAÑA ROBLES  
Calle 653 No. 7  
San Juan de Aragón  
Deleg. Gustavo A. Madero  
07920 México, D.F.  
Tel. 794 13 94
40. JUAN MANUEL SALDIVAR ALDRETE  
Radiólogos No. 65  
Col. Sifón  
Deleg. Ixtapalapa  
09400 México, D.F.  
Tel. 581 84 88
41. ARTURO SANTIAGO SANCHEZ  
Puro No. 962  
Col. Lindavista  
Deleg. Gustavo A. Madero  
México, D.F.  
Tel. 586 56 94
- ZEBRA I.T., S.A.  
Hermosillo No. 25-4  
Col. Roma Sur  
06760 México, D.F.  
Tel. 584 15 69
- BOLANOS CONSTRUCCIONES Y URBANIZACIONES  
Gabriel Mancera No. 1258 B-5  
Col. Del Valle  
México, D.F.  
Tel. 575 81 61
- S C T  
Calz. de Las Bombas No. 411  
Villa Coapa  
Deleg. Coyoacán  
México, D.F.  
Tel. 684 14 10
- PROYECTOS INTEGRALES AGROURBANOS  
Calle de Portoalegre No. 255 402-A  
Col. San Andrés  
México, D.F.  
Tel. 674 14 37
- COVITUR  
Av. Universidad No. 800  
Col. Sta. Cruz Atoyac  
Deleg. Benito Juárez  
03310 México, D.F.  
Tel. 688 89 55 ext. 264
- SERVICIO DE TRANSBORDADORES, S.C.T.  
Anaxágoras No. 915  
Col. Narvarte  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 543 53 04
- S C T  
Av. Universidad y Xola  
Col. Narvarte  
México, D.F.  
Tel. 530 79 97
- DIRECCION GRAL. DE AUTOTRANSPORTE FEDERAL,  
S.C.T.  
Calz. de Las Bombas No. 411  
San Bartolo Coapa  
Deleg. Tlalpan  
México, D.F.  
Tel. 684 14 61

42. JAVILR SOBERANIS GAMINO  
Av. del Taller No. 791  
Edif. 10-202  
Deleg. Venustiano Carranza  
15900 México, D.F.  
Tel. 552 58 65

I P E S A  
San Lorenzo No. 153-7º piso  
Col. Del Valle  
Deleg. Benito Juárez  
México, D.F.  
Tel. 575 40 77 ext. 20

43. HUMBERTO URROZ ESCOBAR  
Amsterdam No. 247-901  
Col. Hipódromo Condesa  
Deleg. Cuauhtémoc  
06170 México, D.F.  
Tel. 579 78 25

CONSTRUCCIONES VIAM, S.A.  
Minería No. 108-203  
México, D.F.  
Tel. 271 56 22

44. ALBERTO VACA RODRIGUEZ  
Sur 20-A No. 14  
Col. Agrícola Oriental  
Deleg. Iztacalco  
08500 México, D.F.  
Tel. 763 52 42

S C T  
Jalapa No. 147-3º piso  
Col. Roma  
Deleg. Cuauhtémoc  
México, D.F.  
Tel. 574 82 67

45. RAMON VILLEGAS RISO  
Nte. 80-A No. 6653  
San Pedro El Chico  
Deleg. Gustavo A. Madero  
México, D.F.  
Tel. 760 64 42

INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE  
METROPOLITANO  
Legaria No. 252  
Col. Pensil  
Deleg. Miguel Hidalgo  
México, D.F.  
Tel. 399 69 22

46. CARLOS YEBRA MALDONADO  
Edmundo Durón Castro No. 20  
Fracc. Ixtacala  
Tlanepantla  
Edo. de México  
Tel. 392 09 62

S C T  
Jalapa No. 147-2º piso  
Col. Roma  
Deleg. Cuauhtémoc  
México, D.F.  
Tel. 574 82 17