

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**“APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y
APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE INGENIERÍA
DE TRÁFICO”**

“TEXTO ALUMNO”

**TRABAJO DIRIGIDO, POR ADSCRIPCIÓN, PRESENTADO PARA OPTAR AL
DIPLOMA ACADÉMICO DE
LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL.**

ELABORADO POR:

**JUAN GABRIEL TAPIA ARANDIA
ROMEL DANIEL VEIZAGA BALTA**

TUTOR:

M. Sc. Ing. LUIS LAZARTE VILLARROEL

Cochabamba-Bolivia, Septiembre 2006

DEDICATORIA

A nuestros queridos padres y hermanos por su apoyo y confianza.

AGRADECIMIENTOS

Juan Gabriel Tapia Arandía:

A Dios por los matices de la vida.

A mis padres Jaime Tapia Rojas, Gilda Arandía García y Roberto Arandía Camacho por su inmenso apoyo, cariño y comprensión.

A mis hermanos Antonio, Marco, Roberto y Andrea Tapia Arandía por su constante apoyo y ayuda.

Al Ing. Luis Lazarte Villarroel por la colaboración en la elaboración de este documento.

A nuestros tribunales y docentes por su dedicación en la formación de profesionales Ingenieros.

Romel Daniel Veizaga Balta:

A Dios por los matices de la vida.

A mis padres Cesar Veizaga y Petronila Balta por su inmenso apoyo, cariño y comprensión.

A mis hermanos Gisela, Helbio, Henry, Wilson y Christian Veizaga Balta por su constante apoyo y ayuda.

A mis amigos Freddy Rojas Vargas y Wagner Orellana Terceros por sus consejos.

Al Ing. Luis Lazarte Villarroel por la colaboración en la elaboración de este documento.

A nuestros tribunales y docentes por su dedicación en la formación de profesionales Ingenieros.

FICHA RESUMEN

CAPÍTULO 1. En este capítulo se desea que el estudiante tenga conocimiento de la historia y evolución del transporte desde la aparición de la rueda, pasando por la aparición de los primeros caminos y aparición del automóvil hasta llegar al nacimiento de la ingeniería de tráfico. También nos muestra cuales son los objetivos y alcances de la ingeniería de tráfico. Finalmente se desarrollan las diferentes soluciones al problema de tránsito que se plantean a partir de factores que intervienen en este.

CAPÍTULO 2. En este capítulo se desarrollan los conceptos de los elementos básicos que componen la ingeniería de tráfico siendo estos: el usuario, el vehículo y la vía; los cuales presentan una descripción de los factores, las características y clasificación que intervienen en cada elemento de tránsito para su estudio y aplicación en la práctica.

CAPÍTULO 3. En este capítulo se desarrollan los conceptos de las características principales de la ingeniería del tráfico, como ser: la velocidad (v), la densidad o concentración (k) y el flujo (q).

También se muestran los distintos tipos de velocidades (v) siendo estos: la velocidad de punto, la velocidad media temporal, la velocidad media espacial, la velocidad de recorrido, la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto; los cuales se aplican en la ingeniería de tráfico.

En lo que respecta a la densidad o concentración (k) se muestra una definición de la misma para su aplicación en posteriores temas.

El flujo (q) y volumen (Q) se clasifica de acuerdo al tiempo de medición (tránsito anual, tránsito mensual, tránsito semanal, tránsito diario y tránsito horario); muestra además la distribución y composición del volumen de tráfico, su aplicación general y específica en la ingeniería de tráfico.

Finalmente, se presenta el pronóstico de volúmenes futuros y los tipos de aforos como punto de partida para el análisis de las características de tránsito desarrolladas.

CAPÍTULO 4. En este capítulo se muestran las variables asociadas a las características principales de la ingeniería de tráfico (intervalo, espaciamiento) así como la relación existente entre las variables principales para la deducción de la ecuación fundamental de la ingeniería de tráfico.

Se muestran también los distintos tipos de modelación para el análisis de flujo vehicular (modelo lineal, modelo logarítmico, modelo exponencial) y su correcta aplicación de acuerdo a las características de flujo.

Por último se presenta una descripción probabilística del flujo vehicular mediante una distribución de probabilidades de Poisson.

CAPÍTULO 5. En este capítulo se realiza una aplicación práctica de los conceptos abarcados con anterioridad. Se aplica dos métodos:

- Método del Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (Highway Capacity Manual, Special Report 209, Edición 1998)
- Método del Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Colombia – Universidad del Cauca (1998).

En lo que respecta al primer manual (HCM), se realiza el análisis de capacidad y nivel de servicio en distintos tipos de vialidades como ser: secciones básicas de autopista, áreas de entrecruzamiento o entrecruzamientos, rampas y uniones de rampa, carreteras multicarril, carreteras de dos carriles e intersecciones con semáforos. Cada uno de estos tipos de vialidades con su respectiva metodología y procedimiento de aplicación.

El segundo método (Método Colombiano) se realiza el análisis de capacidad y nivel de servicio en carreteras de dos carriles.

CAPÍTULO 6. En este capítulo se definen los conceptos de una demora y de una fila, mencionando cuales son las causas por las que se genera cada una de ellas. Nos muestra también los tipos de fila y los elementos que la caracterizan.

Finalmente, este capítulo plantea un método para el análisis de filas.

CAPÍTULO 7. En este capítulo se define lo que es un semáforo, también se desarrolla: la función que tiene un semáforo en una corriente de tránsito, las partes que la componen, los tipos de semáforos y se hace una descripción de algunos términos básicos o parámetros de tiempo para una mejor comprensión.

Finalmente, nos muestra una metodología para el cálculo de los tiempos y su reparto en sus diferentes fases del semáforo.

ABREVIACIONES Y ACRÓNIMOS

a	Aceleración radial, Arco unidad, Tasa de deceleración
A	Ascenso, Intervalo de tiempo Amarillo
A.C.	Antes de cristo
AP1	Apéndice 1
c	Cuerda unidad
C	Longitud actual del ciclo, Longitud de ciclo del semáforo
C ₅	Capacidad en vehículos mixtos por hora considerando variaciones aleatorias
C ₆₀	Capacidad en vehículos mixtos por hora sin considerar variaciones aleatorias
C _i	Capacidad para condiciones ideales
c _i	Capacidad del acceso o grupo de carriles “i”,
Cm.	Centímetros
CNT	Crecimiento Normal del Tránsito
CO	Autobuses y camiones
Co	Tiempo óptimo de ciclo
C _o	Longitud del ciclo óptimo
D	Descenso, Densidad, Porcentaje mayor correspondiente a la distribución direccional
d	Distancia o longitud
d _{1i}	Demora uniforme para el grupo de carriles “i”
d _{2i}	Demora incremental para el grupo de carriles “i”
d _A	Demora en cualquier acceso
D _D	Distancia a la rampa adyacente corriente abajo
d _f	Distancia recorrida durante el tiempo de Frenado
D _f	Deflexión de la curva
d _i	Demora total para el grupo de carriles “i”
d _I	Demora en la intersección
d _{ia}	Demora ajustada para el grupo de carriles “i”
D _p	Distancia de parada o distancia total
d _p	Distancia recorrida durante el tiempo de Percepción
d _r	Distancia recorrida durante el tiempo de Reacción
D _R	Densidad en el área de influencia de convergencia o divergencia

D_U	Distancia a la rampa adyacente corriente arriba
e	Base de los logaritmos neperianos
E	Equivalente de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente dado.
E_0	Equivalente de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente igual a 0 y una velocidad dada.
E_B	Automóviles equivalentes a un autobús, Equivalencia de vehículos ligeros para buses
E_C	Automóviles equivalentes a un camión
Ej.	Ejemplo
E_m	Número promedio de unidades en fila o longitud promedio de la línea de espera
E_n	Número promedio de vehículos en el sistema
EQN	Ecuación
E_R	Automóviles equivalentes a un vehículo recreativo, Equivalente de vehículos ligeros para vehículos recreacionales
E_T	Equivalente de vehículos ligeros para camiones
Etc.	Etcétera
E_v	Tiempo promedio gastado en el sistema, Factor por movimiento de vuelta,
E_{VP}	Equivalente de vehículos ligeros para la combinación específica de vehículos pesados presentes en el flujo de tráfico de subida
E_w	Tiempo promedio de espera en la fila de espera o tiempo promedio en fila o tiempo de espera
F	Fuerza centrífuga, Fuerza longitudinal
F_A	Ajuste por puntos de acceso
f_A	Factor de ajuste por efecto de ancho de carril
f_B	Factor de ajuste por paradas de autobuses
f_C	Factor de ajuste por la población de conductores
F_{cb}	Factores de corrección a la capacidad por efecto combinado del ancho de carril y berma
f_{cb}	Factores de corrección al nivel de servicio por efecto combinado por el ancho de carril y berma
F_d	Factores de corrección a la capacidad por distribución por sentidos, Factor de ajuste diario
f_d	Factor de ajuste por distribución direccional del tráfico
f_E	Factor de ajuste por la existencia de carriles de estacionamiento adyacentes al grupo de carriles, y la actividad de estacionamiento en ese carril
FFS	Velocidad estimada a flujo libre
FFSi	Velocidad estimada de flujo libre para condiciones ideales

f_g	Factor de ajuste por efectos operacionales de las pendientes en vehículos ligeros.
FHMD	Factor Horario de Máxima Demanda
FHP	Factor de Hora Pico
f_i	Número de vehículos en el grupo de velocidad i
f_{ID}	Factor de ajuste por intercambio de densidad
F_l	Fuerza de fricción longitudinal
f_l	Coefficiente de fricción longitudinal
f_L	Factor de ajuste por localización de la intersección
f_{LC}	Factor de ajuste por espacios laterales
F_{LC}	Ajuste por espacio lateral
f_{LW}	Factor de ajuste por ancho de carril
F_{LW}	Ajuste por ancho de carril
F_m	Factor de ajuste mensual
F_M	Ajuste por tipo de separación
f_{MD}	Factor de ajuste por vueltas a la derecha en el grupo de carriles
f_{MI}	Factor de ajuste por vueltas a la izquierda en el grupo de carriles
f_N	Factor de ajuste por número de carriles
F_p	Factores de corrección a la capacidad por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes
f_p	Factor de corrección para el efecto de los vehículos pesados
FP	Factor de Proyección, Factor de ajuste por efecto de la progresión de los semáforos
f_p	Factor de ajuste por pendiente del acceso
f_{p1}	Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes
f_{p2}	Factores de corrección a los factores " f_{p1} " por la presencia de vehículos pesados
F_{pe}	Factores de corrección a la capacidad por pendientes
$FP_{parcial}$	Factor de Proyección parcial
FP_{total}	Factor de Proyección total
f_{sr}	Factores de corrección al nivel de servicio por el estado de la superficie de rodadura
F_t	Fuerza de fricción transversal
f_t	Coefficiente de fricción transversal
f_u	Factores de corrección al nivel de servicio por el efecto de la utilización de la capacidad

f_{vp}	Factor de ajuste por efecto de vehículos pesados
f_{VP}	Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados
f_w	Factor de ajuste por ancho de carril y hombro
F_x	Fuerzas en el eje "X"
F_y	Fuerzas en el eje "Y"
g	Aceleración debida a la gravedad
G	Grado de curvatura, Intervalo de tiempo Verde
g_i	Demora Total Mínima, Tiempo verde efectivo para el acceso o grupo de carriles "i"
G_i	Tiempo verde real para cada fase "i"
G_{max}	Grado de curvatura máximo
g_T	Tiempo verde efectivo total por ciclo
h	Hora
\bar{h}	Intervalo promedio
HCM	Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (Highway Capacity Manual)
h_i	Intervalo simple
I	Porcentaje de encontrar el sistema inactivo
i	Tasa de crecimiento
I_p	Factor de impedancia para vehículos ligeros.
IRI	Índice de Rugosidad Interna
IT	Incremento del Tránsito al año de proyecto
k	Densidad o concentración de tráfico, Número de estaciones de servicios disponibles, Valor esperado de la relación entre el VH y el TPDA
K	Número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado, Porcentaje de TPDA que transita en la hora pico, Factor de hora de diseño
k_C	Densidad de congestionamiento
k_m	Densidad de flujo máximo
Km.	Kilómetros
L	Longitud del sector, Longitud del vehículo, Tiempo total perdido por ciclo, Longitud del área de entrecruzamiento
L_3	Distancia recorrida con la velocidad en tangente V_3
L_A	Longitud de aceleración
L_{Aeff}	Longitud eficaz del carril de aceleración
L_c	Longitud de curva

LC_L	Espacio lateral desde el borde izquierdo de los carriles de viaje hasta las obstrucciones en la separación del camino
LC_R	Espacio lateral desde el borde derecho de los carriles de viaje a la obstrucción del camino
L_D	Longitud de desaceleración
L_{da}	Longitud de acelerado y decelerado
L_{Deff}	Longitud eficaz del carril de desaceleración
L_H	Longitud del área de entrecruzamiento en cientos de pies
l_i	Tiempo perdido por fase “i”
\ln	Logaritmo neperiano
m	Masa de vehículo, Metros, Número de grupos de velocidad, Número promedio de vehículos que se espera lleguen durante el intervalo de tiempo t (vehículos / intervalo)
$mm.$	Milímetros
MSF	Máximo Flujo de Servicio
Mv_F	Máximo Flujo de Servicio
Mv_P	Máximo Flujo de Servicio
n	Número de vehículos que están siendo servidos mas los que esperan en la cola, Tamaño de la muestra en número de días de aforo, Número de años
N	Número de vehículos, Tamaño de la población en número de días del año, Número de carriles, Número total de carriles en el área de entrecruzamiento, Número de carriles en el acceso
\bar{n}	Número promedio de vehículos en el sistema
n_A	Número de grupos de carriles en el acceso A
$NCHRP$	Nacional Cooperative Highway Research Program
N_{nw}	Número de carriles usado para el no-entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento
N°	Número
NS	Nivel de Servicio
$N_w(\text{máx})$	Número máximo de carriles que pueden usarse para el entrecruzamiento de vehículos para una configuración dada.
O	Autobuses interurbanos
$^\circ$	Grados
$-p$	Pendientes descendentes
$+p$	Pendientes ascendentes
P	Peso del vehículo, Porcentaje de utilización del servicio
$P_{(0)}$	Probabilidad de tener cero vehículos en el sistema

$P_{(n \geq k)}$	Probabilidad de tener que esperar en la fila
$P_{(n)}$	Probabilidad de tener exactamente “n” vehículos o unidades en el sistema
$P_{(t)}$	Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” en el sistema
$P_{(tq < t)}$	Probabilidad de tener que esperar un tiempo “t” o menos en la línea de espera
$P_{(ts < t)}$	Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” o menos en el sistema
$p(x)$	Probabilidad que lleguen exactamente x vehículos al punto durante el intervalo de tiempo t
P_B	Porcentaje de autobuses en el flujo de tráfico
PC	Principio de curva
P_C	Porcentaje de camiones
P_{FD}	Proporción de vehículos de la autopista que permanecen en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente debajo de una rampa de salida
P_{FM}	Proporción de vehículos de la autopista que permanecen en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente arriba de una rampa de entrada.
PI	Punto de inflexión
P_{MD}	Proporción de vueltas a la derecha
P_{MI}	Proporción de vueltas a la izquierda
P_P	Proporción de vehículos ligeros en el flujo de tráfico de subida.
P_R	Porcentaje de vehículos recreacionales en el flujo de tráfico
PT	Principio de tangente
P_T	Porcentaje de camiones en el flujo de tráfico
$P_{T/VP}$	Proporción de camiones en relación con el total de vehículos pesados.
P_{VP}	Proporción total de vehículos pesados en el flujo de tráfico de subida.
P_x	Peso del vehículo en el eje "X"
P_y	Peso del vehículo en el eje "Y"
Q	Volumen de vehículos por hora
q	Intensidad o flujo
Q^-	Número promedio de unidades en fila o longitud promedio de la línea de espera
q_{ADE}	Flujos de automóviles directos equivalentes
q_m	Flujo máximo
R	Radio de la curva circular, Intervalo de tiempo Rojo, Relación de entrecruzamiento
R_c	Relación entre el tipo de llegada y la relación de columna
Ref.	Referencia
R_{min}	Radio de curvatura mínima

s	Sobreelevación o peralte, Flujo de saturación
S	Desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito diario, Velocidad media, Promedio de velocidad de viaje
S.N.C.	Servicio Nacional de Caminos
\bar{s}	Espaciamiento promedio
s_0	Flujo de saturación en condiciones ideales
S_e	Variación de la distribución de velocidades en el espacio, Velocidad en capacidad
Seg.	Segundos
S_{ff}	Velocidad media a flujo libre
S_{FF}	Velocidad a flujo libre de la autopista
SFi	Flujo de servicio total en ambas direcciones bajo condiciones prevalecientes, para un nivel de servicio i.
S_{FR}	Velocidad a flujo libre de la rampa al punto de convergencia o divergencia
s_i	Espaciamiento simple, Flujo de saturación del acceso o grupo de carriles “i”
S_i	Velocidad de Entrecruzamiento
$S_{m\acute{a}x}$	Velocidad Máxima esperada en la sección de entrecruzamiento, Sobre elevación máxima
$S_{m\acute{i}n}$	Velocidad mínima esperada en la sección de entrecruzamiento
S_{nw}	Velocidad promedio de no-entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento
SR	Camión semi – remolque
S_R	Velocidad en el área de convergencia o divergencia
S_t	Variación de la distribución de velocidades en el tiempo
S_w	Velocidad promedio de entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento
T	Tiempo total de recorrido, Tiempo o periodo determinado, Número de accesos en la intersección
t	Tiempo de percepción-reacción del conductor, Tiempo promedio de recorrido
\bar{t}_q	Tiempo promedio de espera en la fila de espera o tiempo promedio en fila o tiempo de espera
\bar{t}_s	Tiempo promedio gastado en el sistema
T_3	Tiempo para la velocidad en tangente V_3
TA	Tránsito Anual
Tat	Tránsito atraído
TD	Tránsito Desarrollado
T_{da}	Tiempo de acelerado y decelerado

TD _i	Volumen de tránsito del día “i”
TE	Tránsito Existente
TF	Tránsito Futuro
TG	Tránsito Generado
TH	Tránsito Horario
TLC	Espacio lateral total
TM	Tránsito Mensual
TPD	Tránsito Promedio Diario
TPDA	Tránsito Promedio Diario Anual
TPD _i	Tránsito Promedio Diario del día i
TPDM	Tránsito Promedio Diario Mensual
TPDS	Tránsito Promedio Diario Semanal
t _{PIEV}	Tiempo total de percepción y reacción o tiempo durante el proceso PIEV
TR	Tiempo total de todo rojo durante el ciclo en caso de existir
TS	Tránsito Semanal
U _i	Factor de utilización de carril para el grupo de carriles “i”
UTPC	Universidad Tecnológica y Pedagógica de Colombia
v	Velocidad del vehículo, Velocidad de proyecto, Velocidad de aproximación de los vehículos, Flujo total en el área de entrecruzamiento
V	Velocidad media, Volumen horario (veh/h).
v/c	Relación volumen a capacidad
(v/c) _i	Relación del flujo respecto a la capacidad ideal para un nivel de servicio i
(v/s) _i	Relación de flujo para un acceso o grupo de carriles “i”
V ₂	Velocidad a flujo restringido
V ₃	Velocidad en tangente
v _a	Flujo total en el acceso
v _A	Flujo ajustado del acceso A.
V _c	Velocidad máxima que permite la curva mas cerrada del sector
V _D	Flujo total en una rampa adyacente corriente abajo
v _e	Velocidad media espacial, Flujo en capacidad
Veh.	Vehículos
veh/h	Vehículos por hora

veh/hv	Vehículos por hora de luz verde
v_f	Velocidad final
V_F	Flujo total de la autopista total en las proximidades de un área de convergencia o divergencia
V_{FO}	Flujo total de la autopista posterior al área de convergencia o divergencia
v_{gi}	Flujo de demanda no ajustado en el grupo de carriles “i”
VH	Volumen Horario
VHMA	Volumen Horario Máximo Anual
VHMD	Volumen Horario de Máxima Demanda
VHP	Volumen Horario de Proyecto
v_i	Flujo actual para un acceso o grupo de carriles “i”, Flujo de demanda ajustado en el grupo de carriles “i”, Velocidad del vehículo i
v_l	Flujo actual de vuelta a la izquierda
V_{ideal}	Velocidad de automóviles en condiciones ideales
v_l	Velocidad media espacial a flujo libre
v_m	Velocidad de flujo máximo
v_{nw}	Flujo total de no-entrecruzamiento en el área de entrecruzamiento
v_o	Velocidad inicial
VP	Automóviles
v_p	Flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (veh/h/c), Flujo de servicio
VR	Relación de volumen
V_R	Flujo total de la rampa
V_{R12}	Flujo total en el área de influencia de convergencia
v_t^-	Velocidad media temporal
V_U	Flujo total en una rampa adyacente corriente arriba
v_w	Flujo total de entrecruzamiento en el área de entrecruzamiento
v_{w1}	Flujo de entrecruzamiento mayor
v_{w2}	Flujo de entrecruzamiento menor
W	Ancho de la intersección, Factor de intensidad de entrecruzamiento
X	Variable aleatoria que representa el número de llegadas de vehículos a un punto
X_c	Grado de saturación crítico
X_i	Grado de saturación para un acceso o un grupo de carriles “i”
Y	Eje "Y"

y	Intervalo de cambio de fase
y_i	Intervalo de cambio de fase
β_i	Máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril crítico de cada fase “i”.
λ	Tasa o rata de llegadas
μ	Tasa o rata de servicios
ρ	Factor de congestión o factor de carga
σ	Estimador de la desviación estándar poblacional
ϕ	Número de fases
%	Porcentaje
% VP	Porcentaje de vehículos pesados

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla Nº 2.1 Clasificación se vehículos según el Servicio Nacional de Caminos	11
Tabla Nº 2.2 Sobre Elevaciones máximas	19
Tabla Nº 2.3 Radios mínimos y Grados máximos de curvatura	20
Tabla Nº 2.4 Distancia de parada en pavimento mojado y a nivel	24
Tabla Nº 2.5 Clasificación de las carreteras según la velocidad de diseño	27
Tabla Nº 2.6 Resumen de resultados para el Ej. 2.10	47
Tabla Nº 3.1 Valores de K para distintos niveles de confiabilidad	63
Tabla Nº 3.2 Registro de aforo vehicular para el Ej. 3.3	73
Tabla Nº 3.3 Registro de aforo vehicular para el Ej. 3.4	74
Tabla Nº 4.1 Registro de aforo vehicular para el Ej. 4.1	87
Tabla Nº 4.2 Valores de Velocidad y Densidad para el Ej. 4.5	91
Tabla Nº 5.1 Criterios de NS para Secciones Básicas de Autopista	98
Tabla Nº 5.2 Equivalencias de vehículos ligeros para segmentos extensos de autopista	104
Tabla Nº 5.3 Equivalencias para camiones y buses en subidas específicas	106
Tabla Nº 5.4 Equivalencias de vehículos ligeros para vehículos recreacionales en subidas específicas	107
Tabla Nº 5.5 Equivalencias de vehículos ligeros para camiones y buses en bajadas específicas ..	108
Tabla Nº 5.6 Factor de ajuste por ancho de carril	111
Tabla Nº 5.7 Factor de ajuste por espacios laterales	111
Tabla Nº 5.8 Factor de ajuste por número de carriles	112
Tabla Nº 5.9 Factor de ajuste por intercambio de densidad	112
Tabla Nº 5.10 Tipo de Configuración vs. Mínimo Número de Carriles de Cambio Requeridos	137
Tabla Nº 5.11 Parámetros que afectan el Funcionamiento de las Áreas de Entrecruzamiento	139
Tabla Nº 5.12 Constantes de Predicción para el Factor de Intensidad de Entrecruzamiento, W ..	142
Tabla Nº 5.13 Criterios para el Funcionamiento Restringido o No-restringido de Áreas de Entrecruzamiento	144
Tabla Nº 5.14 Limitaciones en Secciones de Entrecruzamiento	145
Tabla Nº 5.15 Criterio de Nivel de Servicio para Áreas de entrecruzamiento	146
Tabla Nº 5.16 Valores de capacidad para áreas de convergencia y divergencia	185
Tabla Nº 5.17 Criterio de NS para áreas de influencia de una unión Rampa-Autopista	186
Tabla Nº 5.18 Modelos para la predicción de densidad en áreas de influencia de rampas	188
Tabla Nº 5.19 Modelos para la predicción de velocidades en áreas de influencia de rampas	189
Tabla Nº 5.20 Capacidades aproximadas de rampas	198
Tabla Nº 5.21 Criterio de Nivel de Servicio para Carreteras Multicarril	225
Tabla Nº 5.22 Ajuste por Tipo de Separación	229
Tabla Nº 5.23 Ajuste por Ancho de Carril	230
Tabla Nº 5.24 Ajuste por Espacios Laterales	231
Tabla Nº 5.25 Ajuste por la Densidad de Puntos de Acceso	233
Tabla Nº 5.26 Número de Puntos de Acceso generales para carreteras	233

Tabla N° 5.27 Equivalencia de vehículos ligeros para segmentos generales de carretera	235
Tabla N° 5.28 Equivalencia de vehículos ligeros para camiones y buses en pendientes de subida uniformes	236
Tabla N° 5.29 Equivalencia de vehículos ligeros para vehículos recreacionales en pendientes de subida uniformes	237
Tabla N° 5.30 Equivalencia de vehículos ligeros para camiones en pendientes de bajada	238
Tabla N° 5.31 Flujos de Servicio en veh/c para el uso en Análisis de Planeamiento	246
Tabla N° 5.32 Nivel de Servicio para segmentos generales de carreteras de dos carriles	270
Tabla N° 5.33 Criterio de Nivel de Servicio para pendientes específicas	271
Tabla N° 5.34 Valores de capacidad en función a la distribución direccional	273
Tabla N° 5.35 Factores de Hora Pico para carreteras de dos carriles basados en flujos aleatorios	275
Tabla N° 5.36 Factores de ajuste por distribución direccional en segmentos de terreno general	277
Tabla N° 5.37 Factores de ajuste por el efecto combinado de ancho de carriles y hombros, f_w ...	278
Tabla N° 5.38 Equivalencias de vehículos ligeros para camiones, vehículos recreacionales y buses	278
Tabla N° 5.39 Valores de la relación v/c^a vs. Velocidad, porcentaje de pendiente y porcentaje de zonas de no rebase para pendientes específicas	281
Tabla N° 5.40 Factor de ajuste por distribución direccional en pendientes específicas, f_d	282
Tabla N° 5.41 Equivalente de vehículos ligeros para pendientes específicas en carreteras rurales de dos carriles, E y E_0	284
Tabla N° 5.42 Valores máximos de TPDAs vs. Nivel de Servicio y tipo de terreno para carreteras rurales de dos carriles	289
Tabla N° 5.42(a) Valores y factores de ajuste para el Ej. 5.5.4	306
Tabla N° 5.42(b) Valores y factores de ajuste para el Ej. 5.5.4	306
Tabla N° 5.42(c) Flujos de Servicio para el Ej. 5.5.4	307
Tabla N° 5.43 Criterios de Nivel de Servicio para intersecciones reguladas por semáforos	319
Tabla N° 5.44 Relación entre el tipo de llegada y la relación de columna (R_c)	322
Tabla N° 5.45 Valores sustitutivos por omisión para los análisis de la circulación y de planeamiento	323
Tabla N° 5.46 Factores sustitutivos por omisión de utilización de carril	326
Tabla N° 5.47 Factor de ajuste por ancho de carril (f_A)	327
Tabla N° 5.48 Factor de ajuste por vehículos pesados (f_{VP})	328
Tabla N° 5.49 Factor de ajuste por pendiente del acceso (f_P)	328
Tabla N° 5.50 Factor de ajuste por estacionamiento (f_E)	329
Tabla N° 5.51 Factor de ajuste por paradas de autobuses (f_B)	329
Tabla N° 5.52 Factor de ajuste por localización de la intersección (f_L)	329
Tabla N° 5.53 Factor de ajuste por giros a la derecha (f_{MD})	330
Tabla N° 5.54 Factor de ajuste por giros a la izquierda (f_{MI})	331
Tabla N° 5.55 Factor de ajuste (FD) por demora uniforme	334
Tabla N° 5.56 Fases del semáforo para el Ej. 5.6.1	337
Tabla N° 5.57 Módulo de ajuste de Volúmenes para el Ej. 5.6.1	337

Tabla N° 5.58 Módulo del Flujo de Saturación para el Ej. 5.6.1	338
Tabla N° 5.59 Módulo de análisis de capacidad para el Ej. 5.6.1	339
Tabla N° 5.60 Módulo del nivel de servicio para el Ej. 5.6.1	340
Tabla N° 5.61 Características de las cuatro categorías de terrenos	342
Tabla N° 5.62 Características de vía	343
Tabla N° 5.63 Factores que influyen en la circulación del tránsito	343
Tabla N° 5.64 Factores de corrección a la capacidad por pendientes (F_{pe})*	347
Tabla N° 5.65 Factores de corrección a la capacidad por distribución por sentidos (F_d)*	348
Tabla N° 5.66 Factores de corrección a la capacidad por efecto combinado del ancho de carril y berma (F_{cb})*	348
Tabla N° 5.67 Factores de corrección a la capacidad por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (F_p)*	349
Tabla N° 5.68 Factores de hora pico basados en periodos de 5 minutos suponiendo llegadas de vehículos aleatorias (FHP)*	352
Tabla N° 5.69 Velocidad media ideal de automóviles a flujo libre en pendientes ascendentes (V_i)*	353
Tabla N° 5.70 Factores de corrección al nivel de servicio por el efecto de la utilización de la capacidad (f_u)*	354
Tabla N° 5.71 Factores de corrección al nivel de servicio por el estado de la superficie de rodadura (f_{sr})*	355
Tabla N° 5.72 Factores de corrección al nivel de servicio por efecto combinado por el ancho de carril y berma (f_{cb})*	355
Tabla N° 5.73 Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (f_{p1})*	357
Tabla N° 5.74 Factores de corrección a los factores de la tabla N° 5.73 por la presencia de vehículos pesados (f_{p2})*	360
Tabla N° 5.75 Velocidad máxima que permite la curva más cerrada del sector (V_c)*	361
Tabla N° 5.76 Velocidades en Km/h que determinan los niveles de servicio por tipo de terreno*	363
Tabla N° 7.1 Valores para factores de vehículos equivalentes	397
Tabla N° 7.2 Cálculo de flujo de automóviles directos equivalentes por hora para el Ej. 7.2	407
Tabla N° 7.3 Cálculo de flujo de automóviles directos equivalentes por hora para el Ej. 7.3	414

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura Nº 2.1 Esquema de vehículos según norma de diseño	12
Figura Nº 2.2 Estabilidad del vehículo en curva.....	14
Figura Nº 2.3 Grado de curvatura de una curva circular.....	17
Figura Nº 2.4 Sistema Arco Grado.....	18
Figura Nº 2.5 Sistema Cuerda Grado.....	19
Figura Nº 2.6 Distancia de parada.....	21
Figura Nº 2.7 Distancia de parada.....	28
Figura Nº 2.8 Esquema de frenado de emergencia para el Ej. 2.6.....	35
Figura Nº 2.9 Esquema de frenado de emergencia para el Ej. 2.7.....	37
Figura Nº 2.10 Esquema de frenado de emergencia para el Ej. 2.10.....	42
Figura Nº 3.1 Relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual TPDA.....	62
Figura Nº 3.2 Pista vehicular para el Ej. 3.1.....	69
Figura Nº 3.3 Tramo de vía para el Ej. 3.2.....	71
Figura Nº 4.1 Intervalos entre vehículos.....	78
Figura Nº 4.2 Densidad o concentración.....	79
Figura Nº 4.3 Espaciamientos entre vehículos.....	80
Figura Nº 4.4 Relaciones de tiempo y espacio entre vehículos.....	81
Figura Nº 4.5 Relación lineal entre la velocidad y la densidad.....	82
Figura Nº 4.6 Relación parabólica entre el flujo y la densidad.....	83
Figura Nº 4.7 Relación parabólica entre la velocidad y el flujo.....	84
Figura Nº 4.8 Sección de vía para el Ej. 4.3.....	89
Figura Nº 5.1 Relaciones Velocidad-Flujo.....	94
Figura Nº 5.2 Criterio de Niveles de Servicio.....	97
Figura Nº 5.3 Nivel de Servicio.A.....	99
Figura Nº 5.4 Nivel de Servicio.B.....	99
Figura Nº 5.5 Nivel de Servicio.C.....	100
Figura Nº 5.6 Nivel de Servicio.D.....	100
Figura Nº 5.7 Nivel de Servicio.E.....	101
Figura Nº 5.8 Nivel de Servicio.F.....	102
Figura Nº 5.9 Hoja de cálculo para el análisis de Secciones Básicas de Autopista	115
Figura Nº 5.10 Determinación del Nivel de Servicio para el Ej. 5.1.1.....	119
Figura Nº 5.11 Determinación de Nivel de Servicio para el Ej. 5.1.2.....	121
Figura Nº 5.12 Niveles de Servicio para el Ej. 5.1.3.....	123
Figura Nº 5.13 Niveles de Servicio para el Ej. 5.1.4.....	126
Figura Nº 1-AP1 Ejemplo de solución para pendientes compuestas	129
Figura Nº 2-AP1 Curvas de pendiente para Camiones Standard.....	130
Figura Nº 5.14 Formación de una sección de entrecruzamiento.....	131
Figura Nº 5.15 Medida de la longitud de una sección de entrecruzamiento	132

Figura N° 5.16 Áreas de entrecruzamiento Tipo A.....	134
Figura N° 5.17 Áreas de entrecruzamiento Tipo B.....	135
Figura N° 5.18 Áreas de entrecruzamiento Tipo C.....	136
Figura N° 5.19 Construcción y uso de diagramas de entrecruzamiento	147
Figura N° 5.20 Flujos de entrecruzamiento en un área de entrecruzamiento múltiple	151
Figura N° 5.21 Flujos de entrecruzamiento en un área de entrecruzamiento formada por dos divergencias seguida de una convergencia	152
Figura N° 5.22 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.1.....	153
Figura N° 5.23 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.2.....	157
Figura N° 5.24 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.3.....	160
Figura N° 5.25 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.4.....	164
Figura N° 5.25 (a) Sección de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.4.....	164
Figura N° 5.25 (b) Sección de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.4.....	167
Figura N° 5.26 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.5.....	170
Figura N° 5.27 Áreas de Influencia para rampas de entrada y salida	176
Figura N° 5.28 Valores críticos de uniones de rampa.....	178
Figura N° 5.29 Modelos de predicción de V_{12} para rampas de entrada.....	182
Figura N° 5.30 Modelos de predicción de V_{12} para rampas de salida	183
Figura N° 5.31 Hoja de cálculo para el análisis de rampas en autopistas.....	192
Figura N° 5.31 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.1.....	201
Figura N° 5.31 (b) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.2.....	205
Figura N° 5.31 (c) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.2.....	206
Figura N° 5.31 (d) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.3.....	210
Figura N° 5.31 (e) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.3.....	211
Figura N° 5.31 (f) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.4.....	214
Figura N° 5.31 (g) Hoja de Cálculo par el Ej. 5.3.5.....	217
Figura N° 5.32 Rampa de ingreso típica de dos carriles.....	195
Figura N° 5.33 Rampas de salida de dos carriles.....	196
Figura N° 5.34 Sección de autopista para el Ej. 5.3.2.....	202
Figura N° 5.35 Sección de autopista para el Ej. 5.3.3.....	207
Figura N° 5.36 Sección de autopista para el Ej. 5.3.4.....	212
Figura N° 5.37 Sección de autopista para el Ej. 5.3.5.....	215
Figura N° 5.38 Relación Velocidad-Flujo en carreteras multicarril.....	220
Figura N° 5.39 Relación Densidad-Flujo en carreteras multicarril.....	221
Figura N° 5.40 Curvas de Velocidad-Flujo con criterios de NS.....	227
Figura N° 5.41 Hombreras inadecuadas y obstrucciones en la carretera	231
Figura N° 5.42 Carretera suburbana sin división.....	232
Figura N° 5.43 Carretera rural sin división.....	232
Figura N° 5.44 Carretera multicarril con división ideal.....	232
Figura N° 5.45 Hoja de Cálculo para el análisis operacional y de diseño de carreteras multicarril ...	243
Figura N° 5.45 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.1.....	252
Figura N° 5.45 (b) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.1.....	253

Figura N° 5.45 (c) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.2.....	259
Figura N° 5.45 (d) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.2.....	260
Figura N° 5.46 Hoja de Cálculo para Análisis de Planeamiento de carreteras multicarril	248
Figura N° 5.46 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.4.....	265
Figura N° 5.47 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej. 5.4.1 (Terreno llano)	250
Figura N° 5.48 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej.5.4.1 (Pendiente=2.5%).....	251
Figura N° 5.49 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej. 5.4.2 (Terreno llano).....	256
Figura N° 5.50 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej. 5.4.2 (Pendiente 4%).....	258
Figura N° 5.51 Curvas Velocidad-Flujo para el Ej. 5.4.3.....	262
Figura N° 5.52 Relaciones Velocidad-Volumen y Porcentaje de Tiempo de Retraso-Volumen para una carretera rural de dos carriles (condiciones ideales)	268
Figura N° 5.53 Curva de reducción de velocidad para un camión de 200 lb/hp	286
Figura N° 5.54 Curva de reducción de velocidad para un camión de 300 lb/hp	286
Figura N° 5.55 Hoja de cálculo para el análisis operacional de segmentos de terreno general	291
Figura N° 5.55 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.1.....	299
Figura N° 5.55 (b) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.2.....	302
Figura N° 5.56(a) Hoja de cálculo N° 1 para el análisis operacional en pendientes específicas para carreteras de dos carriles	293
Figura N° 5.56 (b) Hoja de cálculo N° 2 para el análisis operacional en pendientes específicas para carreteras de dos carriles	294
Figura N° 5.56 (c) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.4.....	309
Figura N° 5.56 (d) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.4.....	310
Figura N° 5.57 Reducción de Velocidad para el Ej.5.5.5.....	313
Figura N° 5.58 Grupos de carriles habituales para su análisis.....	325
Figura N° 5.59 Nivel de servicio en intersecciones con semáforo para el Ej. 5.6.1.....	336
Figura N° 5.60 Nivel Funcional.“5”.....	344
Figura N° 5.61 Nivel Funcional.“4”.....	345
Figura N° 5.62 Nivel Funcional.“3”.....	345
Figura N° 5.63 Nivel Funcional.“2”.....	346
Figura N° 5.64 Nivel Funcional.“1”.....	346
Figura N° 6.1 Tipos de fila	370
Figura N° 7.1 Componentes de un semáforo.....	390
Figura N° 7.2 Gráfica de movimientos en una intersección con semáforos	392
Figura N° 7.3 Fases en una intersección con semáforos.....	393
Figura N° 7.4 Intervalo de cambio de fase.....	395
Figura N° 7.5 Modelo Básico del Flujo de Saturación.....	398
Figura N° 7.6 Diagrama de fases en una intersección con semáforos	403
Figura N° 7.7 Representación gráfica de la intersección para el Ej. 7.1.....	404
Figura N° 7.8 Volúmenes horarios mixtos actuales y reparto de los tiempos del semáforo en dos fases para el Ej. 7.2	405
Figura N° 7.9 Automóviles directos equivalentes por hora para el Ej. 7.2.....	408
Figura N° 7.10 Diagrama de tiempos en dos fases para el Ej. 7.2.....	411

Figura N° 7.11 Volúmenes máximos horarios en vehículos mixtos para el Ej. 7.3	411
Figura N° 7.12 Fases propuestas para el Ej. 7.3	412
Figura N° 7.13 Automóviles directos equivalentes por hora para el Ej. 7.3	415
Figura N° 7.14 Diagrama de tiempos en cuatro fases para el Ej. 7.3	418

ÍNDICE GENERAL

	Página
DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTOS	II
FICHA RESUMEN	III
ABREVIACIONES Y ACRÓNIMOS	IV
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS	XVII
ÍNDICE GENERAL	XXI
1.-ASPECTOS GENERALES	1
1.1.- HISTORIA DE LA EVOLUCION DEL TRANSPORTE.....	1
1.1.1.- APARICIÓN DE LA RUEDA	1
1.1.2.- APARICIÓN DE LOS PRIMEROS CAMINOS.....	1
1.1.3.- APARICIÓN DEL AUTOMÓVIL	3
1.2.- NACIMIENTO DE LA INGENIERÍA DE TRÁFICO.....	3
1.3.- DEFINICIONES	4
1.4.- OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INGENIERÍA DE TRÁFICO.....	4
1.4.1.- CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO	5
1.4.2.- REGLAMENTACIÓN DEL TRÁNSITO	5
1.4.3.- SEÑALAMIENTO Y DISPOSITIVOS DE CONTROL.....	5
1.4.4.- PLANIFICACIÓN VIAL	5
1.4.5.- ADMINISTRACIÓN	5
1.5.- SOLUCIÓN AL PROBLEMA DEL TRÁNSITO	6
1.5.1.- SOLUCIÓN INTEGRAL	6
1.5.2.- SOLUCIÓN PARCIAL DE ALTO COSTO.....	6
1.5.3.- SOLUCIÓN PARCIAL DE BAJO COSTO	7
2.-ELEMENTOS DEL TRÁNSITO	8
2.1.- EL USUARIO	8
2.1.1.- EL PEATÓN	8
2.1.2.- EL CONDUCTOR	8
2.1.2.1.- FACTORES QUE PUEDEN MODIFICAR LAS FACULTADES DEL INDIVIDUO EN EL TIEMPO DE REACCIÓN	9
2.1.2.2.- CARACTERÍSTICAS DEL CONDUCTOR.....	9
2.2.- EL VEHÍCULO	10
2.2.1.-	10

2.2.2.- VEHÍCULOS LIGEROS DE PROYECTO.....	10
2.2.3.- VEHÍCULOS PESADOS DE PROYECTO.....	11
2.2.4.- CLASIFICACIÓN DE VEHÍCULOS SEGÚN NORMA DE DISEÑO.....	11
2.2.5.- RADIO DE GIRO.....	13
2.2.6.- FUERZA CENTRÍFUGA.....	13
2.2.7.- GRADO DE CURVATURA (G).....	17
2.2.8.- RELACIÓN ENTRE EL RADIO (R) Y EL GRADO DE CURVATURA (G)	17
2.2.8.1.- SISTEMA ARCO-GRADO.....	18
2.2.8.2.- SISTEMA CUERDA-GRADO.....	19
2.2.9.- SOBREELEVACIÓN MÁXIMA.....	19
2.2.10.- DISTANCIA PARA DETENER UN VEHÍCULO.....	21
2.2.10.1.- DISTANCIA DE PARADA	21
2.2.10.2.- DISTANCIA RECORRIDA DURANTE EL TIEMPO DE PERCEPCIÓN Y REACCIÓN	21
2.2.10.3.- DISTANCIA DE FRENADO	22
2.2.10.4.- DISTANCIA DE PARADA PARA UN VEHÍCULO CON VELOCIDAD DESPUÉS DE APLICAR LOS FRENOS SOBRE UNA VÍA CON PENDIENTE	24
2.3.- LA VÍA O VIALIDAD.....	25
2.3.1.- CLASIFICACIÓN DE LAS VÍAS.....	25
2.3.1.1.- SEGÚN SU COMPETENCIA.....	25
2.3.1.2.- SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS.....	25
2.3.1.3.- SEGÚN EL TIPO DE TERRENO.....	26
2.3.1.4.- SEGÚN SU FUNCIÓN.....	26
2.3.1.5.- SEGÚN LA VELOCIDAD DE DISEÑO.....	26
2.3.2.- PARTES INTEGRANTES DE UNA VÍA.....	27
2.4.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	28
3.-CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO.....	48
3.1.- VELOCIDAD (v).....	48
3.1.1.- VELOCIDAD DE PUNTO.....	48
3.1.2.- VELOCIDAD MEDIA TEMPORAL.....	49
3.1.3.- VELOCIDAD MEDIA ESPACIAL.....	49
3.1.4.- VELOCIDAD DE RECORRIDO, GLOBAL O DE VIAJE.....	51
3.1.5.- VELOCIDAD DE MARCHA.....	51
3.1.6.- VELOCIDAD DE PROYECTO.....	52
3.1.7.- ESTUDIOS DE VELOCIDAD.....	52
3.1.7.1.- ESTUDIOS DE VELOCIDAD DE PUNTO.....	52
3.1.7.2.- ESTUDIOS DE VELOCIDAD DE RECORRIDO.....	53
3.2.- DENSIDAD O CONCENTRACIÓN (k).....	53
3.3.- TASA DE FLUJO O FLUJO (q) Y VOLUMEN (Q).....	54
3.4.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTOS O TOTALES.....	54
3.5.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIOS.....	55

3.6.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO HORARIOS (VH).....	55
3.6.1.- VOLUMEN HORARIO MÁXIMO ANUAL (VHMA).....	56
3.6.2.- VOLUMEN HORARIO DE MÁXIMA DEMANDA (VHMD).....	56
3.6.3.- VOLUMEN HORARIO DÉCIMO, VIGÉSIMO, TRIGÉSIMO ANUAL.....	56
3.6.4.- VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO.....	56
3.7.- USO DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	56
3.7.1.- USO GENERAL DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	56
3.7.1.1.- PLANEACIÓN.....	57
3.7.1.2.- PROYECTO.....	57
3.7.1.3.- INGENIERÍA DE TRÁNSITO.....	57
3.7.1.4.- SEGURIDAD.....	57
3.7.1.5.- INVESTIGACIÓN.....	57
3.7.1.6.- USOS COMERCIALES.....	58
3.7.2.- USO ESPECÍFICO DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	58
3.7.2.1.- LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO ANUAL (TA).....	58
3.7.2.2.- LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO (TPD).....	58
3.7.2.3.- LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO HORARIO (TH).....	58
3.7.2.4.- LAS TASAS DE FLUJO (q.).....	59
3.8.- CARACTERÍSTICAS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	59
3.8.1.- DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO	59
3.8.2.- VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO EN LA HORA DE MÁXIMA DEMANDA	60
3.8.3.- VARIACIÓN HORARIA DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO.....	61
3.8.4.- VARIACIÓN DIARIA DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO.....	61
3.8.5.- VARIACIÓN MENSUAL DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO.....	61
3.9.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO FUTURO.....	61
3.9.1.- RELACIÓN ENTRE EL VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO (VHP) Y EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)	61
3.9.2.- RELACIÓN ENTRE EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA) Y EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO SEMANAL (TPDS)	63
3.9.3.- AJUSTE DE VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	64
3.9.4.- PRONOSTICO DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO FUTURO.....	64
3.9.5.- INDICES DE CRECIMIENTO.....	66
3.10 AFOROS DE VOLUMEN.....	67
3.10.1.- MÉTODOS DE AFORO.....	67
3.10.1.1.- MÉTODO MANUAL.....	67
3.10.1.2.- MÉTODO MECÁNICO.....	67
3.10.1.3.- ENCUESTAS DE ORIGEN Y DESTINO.....	68
3.11 PROBLEMAS RESUELTOS	69
4.-MODELOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS DEL FLUJO VEHICULAR	77
4.1.- VARIABLES RELACIONADAS CON EL FLUJO.....	77

4.1.1.- TASA DE FLUJO O FLUJO (q) Y VOLUMEN (Q).....	77
4.1.2.- INTERVALO SIMPLE ENTRE VEHÍCULOS CONSECUTIVOS (h_i).....	77
4.1.3.- INTERVALO PROMEDIO ENTRE VARIOS VEHÍCULOS.....	78
4.2.- VARIABLES RELACIONADAS CON LA VELOCIDAD.....	78
4.3.- VARIABLES RELACIONADAS CON LA DENSIDAD.....	79
4.3.1.- DENSIDAD O CONCENTRACIÓN (k).....	79
4.3.2.- ESPACIAMIENTO SIMPLE (s_i).....	79
4.3.3.- ESPACIAMIENTO PROMEDIO.....	80
4.4.- RELACIÓN ENTRE EL FLUJO, LA VELOCIDAD Y LA DENSIDAD.....	80
4.5.- MODELO LINEAL DE ANÁLISIS DE FLUJO VEHICULAR.....	82
4.5.1.- RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD Y LA DENSIDAD.....	82
4.5.2.- RELACIÓN ENTRE EL FLUJO Y LA DENSIDAD.....	83
4.5.3.- RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD Y EL FLUJO.....	83
4.6.- MODELOS NO LINEALES DE ANÁLISIS DEL FLUJO VEHICULAR.....	84
4.6.1.- MODELO LOGARÍTMICO.....	84
4.6.2.- MODELO EXPONENCIAL.....	85
4.7.- DESCRIPCIÓN PROBABILÍSTICA DEL FLUJO VEHICULAR.....	85
4.8.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	87
5.-CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO.....	93

MÉTODO DEL MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS DE LOS ESTADOS UNIDOS (Highway Capacity Manual, Special Report 209, Edición 1998)

5.1.- SECCIONES BÁSICAS DE AUTOPISTA.....	93
5.1.1.- INTRODUCCIÓN.....	93
5.1.1.1.- DEFINICIONES.....	93
5.1.1.2.- CONDICIONES IDEALES PARA FLUJO SIN INTERRUPCIÓN.....	94
5.1.1.3.- VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	94
5.1.1.4.- FACTORES QUE AFECTAN A LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	95
5.1.1.4.1.- ANCHO DE CARRIL Y ESPACIO LATERAL.....	95
5.1.1.4.2.- NÚMERO DE VÍAS.....	95
5.1.1.4.3.- INTERCAMBIO DE DENSIDAD.....	96
5.1.1.4.4.- EQUIVALENCIA DE VEHÍCULOS.....	96
5.1.1.4.5.- POBLACIÓN DE CONDUCTORES.....	96
5.1.2.- METODOLOGÍA.....	96
5.1.2.1.- MEDIDAS DE RENDIMIENTO.....	96
5.1.2.2.- NIVEL DE SERVICIO (NS).....	97
5.1.2.3.- RELACIONES BÁSICAS.....	102
5.1.2.4.- DETERMINACIÓN DEL FLUJO O TASA DE FLUJO.....	102
5.1.2.5.- FACTOR DE HORA PICO (FHP).....	103
5.1.2.6.- FACTOR DE AJUSTE POR PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS.....	103
5.1.2.6.1.- EQUIVALENCIAS DE VEHÍCULOS LIGEROS PARA SEGMENTOS GENERALES DE AUTOPISTAS.....	104

5.1.2.6.2.- EQUIVALENCIA DE VEHÍCULOS LIGEROS PARA PENDIENTES ESPECÍFICAS	105
5.1.2.6.3.- EQUIVALENCIA DE VEHÍCULOS LIGEROS PARA BAJADAS ESPECÍFICAS	107
5.1.2.6.4.- EQUIVALENCIA DE VEHÍCULOS LIGEROS PARA PENDIENTES COMPUESTAS	108
5.1.2.7.- CÁLCULO DEL FACTOR DE AJUSTE POR PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS	109
5.1.2.8.- AJUSTE POR POBLACIÓN DE CONDUCTORES	109
5.1.2.9.- DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE	110
5.1.2.9.1.- ANCHO DE CARRIL	110
5.1.2.9.2.- ESPACIOS LATERALES	111
5.1.2.9.3.- NÚMERO DE CARRILES	111
5.1.2.9.4.- INTERCAMBIO DE DENSIDAD	112
5.1.2.9.5.- DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO	112
5.1.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN	113
5.1.3.1.- SEGMENTO BÁSICO DE AUTOPISTA	114
5.1.3.2.- PASOS DE CÁLCULO	114
5.1.3.3.- ANÁLISIS DE PLANEAMIENTO	116
5.1.4.- PROBLEMAS RESUELTOS	117
5.1.5.- APÉNDICE I	128
5.2.- ÁREAS DE ENTRECRUZAMIENTO	131
5.2.1.- INTRODUCCIÓN	131
5.2.1.1.- LONGITUD DE ENTRECRUZAMIENTO	132
5.2.1.2.- CONFIGURACIÓN DE ENTRECRUZAMIENTOS	133
5.2.1.2.1.- ÁREA DE ENTRECRUZAMIENTO TIPO A	133
5.2.1.2.2.- ÁREA DE ENTRECRUZAMIENTO TIPO B	134
5.2.1.2.3.- ÁREA DE ENTRECRUZAMIENTO TIPO C	135
5.2.1.3.- DETERMINACIÓN DEL TIPO DE CONFIGURACIÓN	136
5.2.1.4.- ANCHO Y TIPO DE OPERACIÓN DE UN ENTRECRUZAMIENTO	137
5.2.1.5.- PARÁMETROS QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO DE LAS ÁREAS DE ENTRECRUZAMIENTO	138
5.2.2.- METODOLOGÍA	139
5.2.2.1.- PREDICCIÓN DE VELOCIDADES DE ENTRECRUZAMIENTO Y NO-ENTRECRUZAMIENTO	140
5.2.2.2.- DETERMINACIÓN DEL TIPO DE FUNCIONAMIENTO	143
5.2.2.3.- LÍMITES DE FUNCIONAMIENTO DE LAS ÁREAS DE ENTRECRUZAMIENTO	144
5.2.2.4.- CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO	145
5.2.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN	146
5.2.3.1.- ÁREAS DE ENTRECRUZAMIENTO SIMPLE	146
5.2.3.2.- ÁREAS DE ENTRECRUZAMIENTO MÚLTIPLE	150
5.2.4.- PROBLEMAS RESUELTOS	152
5.3.- RAMPAS Y UNIONES DE RAMPA	174
5.3.1.- INTRODUCCIÓN	174
5.3.1.1.- COMPONENTES DE LA RAMPA	174
5.3.1.2.- CARACTERÍSTICAS OPERACIONALES	175
5.3.1.3.- LONGITUD DE ACELERACIÓN Y DESACELERACIÓN	176
5.3.2.- METODOLOGÍA	177
5.3.2.1.- PREDICCIÓN DEL FLUJO DE ENTRADA EN LOS CARRILES 1 Y 2	178

5.3.2.1.1.- MODELO GENERAL.....	179
5.3.2.1.2.- MODELOS ESPECÍFICOS.....	180
5.3.2.2.- VALORES DE CAPACIDAD.....	184
5.3.2.2.1.- ÁREAS DE CONVERGENCIA.....	184
5.3.2.2.2.- ÁREAS DE DIVERGENCIA.....	185
5.3.2.3.- CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO.....	186
5.3.2.3.1.- PREDICCIÓN DE LA DENSIDAD.....	188
5.3.2.3.2.- PREDICCIÓN DE LA VELOCIDAD.....	188
5.3.3.- PROCEDIMIENTOS DE APLICACIÓN.....	190
5.3.3.1.- RAMPA DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL.....	190
5.3.3.2.- RAMPA DE INGRESO DE DOS CARRILES.....	193
5.3.3.3.- RAMPA DE SALIDA DE DOS CARRILES.....	195
5.3.3.4.- RAMPAS DE ENTRADA Y SALIDA POR LA IZQUIERDA.....	197
5.3.3.5.- EFECTOS DE LA GEOMETRÍA DE UNA RAMPA.....	197
5.3.3.6.- CAPACIDAD DE LA RAMPA.....	198
5.3.4.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	199
5.4.- CARRETERAS MULTICARRIL.....	218
5.4.1.- INTRODUCCIÓN.....	218
5.4.1.1.- CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS MULTICARRIL.....	218
5.4.1.2.- RELACIÓN ENTRE TIPOS DE CARRETERAS.....	218
5.4.1.3.- VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	219
5.4.1.4.- RELACIONES VELOCIDAD-FLUJO Y DENSIDAD-FLUJO.....	220
5.4.1.5.- CONDICIONES IDEALES.....	221
5.4.1.6.- AJUSTES DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	222
5.4.1.7.- FACTORES DE VOLUMEN.....	222
5.4.2.- METODOLOGÍA.....	223
5.4.2.1.- VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	223
5.4.2.2.- CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO.....	224
5.4.2.3.- DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	228
5.4.2.3.1.- MEDICIÓN EN TERRENO.....	228
5.4.2.3.2.- ESTIMACIÓN DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE.....	229
5.4.2.4.- DETERMINACIÓN DEL FLUJO.....	233
5.4.2.5.- DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO.....	239
5.4.2.6.- SEGMENTO DE CARRETERA PARA EL ANÁLISIS.....	240
5.4.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN.....	240
5.4.3.1.- ANÁLISIS OPERACIONAL.....	240
5.4.3.2.- ANÁLISIS DE DISEÑO.....	243
5.4.3.3.- ANÁLISIS DE PLANEAMIENTO.....	245
5.4.4.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	249
5.5.- CARRETERAS DE DOS CARRILES.....	266
5.5.1.- INTRODUCCIÓN.....	266
5.5.1.1.- NIVELES DE ANÁLISIS.....	266
5.5.1.2.- CARACTERÍSTICAS OPERACIONALES.....	267
5.5.1.3.- CONDICIONES IDEALES.....	268
5.5.2.- METODOLOGÍA.....	269
5.5.2.1.- NIVELES DE SERVICIO.....	269
5.5.2.2.- ANÁLISIS OPERACIONAL.....	273
5.5.2.2.1.- FACTOR DE HORA PICO (FHP).....	273
5.5.2.2.2.- ANÁLISIS DE SEGMENTOS DE TERRENO GENERAL.....	275
5.5.2.2.3.- RELACIÓN GENERAL.....	276
5.5.2.2.4.- ANÁLISIS DE PENDIENTES ESPECÍFICAS.....	279
5.5.2.3.- ANÁLISIS DE PLANEAMIENTO.....	287

5.5.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN.....	289
5.5.3.1.- ANÁLISIS OPERACIONAL DE SEGMENTOS DE TERRENO GENERAL.....	290
5.5.3.2.- ANÁLISIS OPERACIONAL EN PENDIENTES ESPECÍFICAS.....	292
5.5.3.3.- ANÁLISIS DE PLANEAMIENTO.....	296
5.5.3.4.- CONSIDERACIÓN DE UN CARRIL O VÍA LENTA.....	296
5.5.4.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	297
5.6.- INTERSECCIONES CON SEMÁFORO BAJO CONDICIONES DE CIRCULACIÓN DISCONTÍNUA.....	315
5.6.1.- ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE INTERSECCIONES CON SEMÁFORO	315
5.6.2.- ANÁLISIS DEL NIVEL DE SERVICIO DE INTERSECCIONES CON SEMÁFORO.....	317
5.6.2.1.- NIVEL DE SERVICIO "A".....	318
5.6.2.2.- NIVEL DE SERVICIO "B".....	318
5.6.2.3.- NIVEL DE SERVICIO "C".....	318
5.6.2.4.- NIVEL DE SERVICIO "D".....	318
5.6.2.5.- NIVEL DE SERVICIO "E".....	319
5.6.2.6.- NIVEL DE SERVICIO "F".....	319
5.6.3.- METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS OPERACIONAL DE INTERSECCIONES CON SEMÁFORO.....	320
5.6.3.1.- MÓDULO DE ENTRADA.....	320
5.6.3.1.1.- CONDICIONES GEOMÉTRICAS.....	321
5.6.3.1.2.- CONDICIONES DE TRÁNSITO.....	321
5.6.3.1.3.- CONDICIONES DE LOS SEMÁFOROS.....	322
5.6.3.1.4.- VALORES SUSTITUTIVOS POR OMISIÓN.....	323
5.6.3.2.- MÓDULO DE AJUSTE DE VOLÚMENES.....	324
5.6.3.3.- MÓDULO DEL FLUJO DE SATURACIÓN.....	325
5.6.3.4.- MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD.....	331
5.6.3.5.- MÓDULO DEL NIVEL DE SERVICIO.....	332
5.6.4.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	335

**MÉTODO DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE DE
COLOMBIA
UNIVERSIDAD DEL CAUCA (1997 - 1998)**

5.7.- CARRETERAS DE DOS CARRILES.....	342
5.7.1.- ASPECTOS GENERALES.....	342
5.7.2.- TIPOS DE TERRENO.....	342
5.7.3.- CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA.....	343
5.7.4.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CIRCULACIÓN DEL TRÁNSITO.....	343
5.7.5.- CLASIFICACIÓN DEL ESTADO DE LA VÍA.....	344
5.7.5.1.- NIVEL FUNCIONAL "5".....	344
5.7.5.2.- NIVEL FUNCIONAL "4".....	345
5.7.5.3.- NIVEL FUNCIONAL "3".....	345
5.7.5.4.- NIVEL FUNCIONAL "2".....	345
5.7.5.5.- NIVEL FUNCIONAL "1".....	346
5.7.6.- METODOLOGÍA.....	346
5.7.6.1.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD.....	346
5.7.6.1.1.- CONDICIONES IDEALES PARA UNA CARRETERA DE DOS CARRILES.....	346

5.7.6.1.2.- FACTORES QUE TRANSFORMAN LA CAPACIDAD PARA CONDICIONES IDEALES (ci) EN CAPACIDAD PARA CONDICIONES ESTUDIADAS	347
5.7.6.1.2.1.- PENDIENTES	347
5.7.6.1.2.2.- DISTRIBUCIÓN DEL TRÁNSITO POR SENTIDOS	347
5.7.6.1.2.3.- ANCHOS DE CARRIL Y BERMA UTILIZABLE .	348
5.7.6.1.2.4.- PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS	348
5.7.6.1.2.5.- VARIACIONES ALEATORIAS DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO	351
5.7.6.2.- CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO	352
5.7.6.2.1.- CARACTERÍSTICAS DE VÍA Y TRÁNSITO PARA EL CÁLCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA PARA LAS CONDICIONES QUE SE ESTUDIAN	353
5.7.6.2.1.1.- PENDIENTES	353
5.7.6.2.1.2.- UTILIZACIÓN DE LA CAPACIDAD	354
5.7.6.2.1.3.- ESTADO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA .	354
5.7.6.2.1.4.- ANCHOS DE CARRIL Y BERMA	355
5.7.6.2.1.5.- PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS	356
5.7.6.2.1.6.- CURVATURA	361
5.7.6.2.1.7.- CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA CUANDO LA CURVATURA LA LIMITA	361
5.7.7.- PROBLEMAS RESUELTOS	366
6.-TEORÍA DE FILAS	369
6.1.- DEMORAS Y FILAS ASOCIADAS	369
6.1.1.- CAUSAS POR LAS QUE SE GENERA UNA DEMORA	369
6.1.2.- CAUSAS POR LAS QUE SE GENERA UNA FILA	369
6.2.- TIPOS DE FILA	370
6.3.- ELEMENTOS QUE CARACTERIZAN A LA FILA	371
6.3.1.- LAS LLEGADAS (DEMANDAS) O CARACTERÍSTICAS DE ENTRADA	371
6.3.2.- LOS SERVICIOS (CAPACIDAD) O CARACTERÍSTICAS DE SALIDA	371
6.3.3.- EL PROCEDIMIENTO DE SERVICIO O DISCIPLINA DE LA COLA	371
6.4.- ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LINEAS DE ESPERA	371
6.4.1.- SISTEMA DE LINEAS DE ESPERA CON UNA ESTACIÓN DE SERVICIO	372
6.4.2.- SISTEMA DE LINEAS DE ESPERA CON VARIAS ESTACIONES DE	374
6.5.- PROBLEMAS RESUELTOS	376
7.-SEMÁFOROS	390
7.1.- DEFINICIÓN Y FUNCIÓN DE LOS SEMÁFOROS	390
7.2.- COMPONENTES DE UN SEMÁFORO	390
7.3.- TIPOS DE SEMÁFORO PARA TRÁNSITO VEHICULAR	391
7.3.1.- SEMÁFOROS DE TIEMPO FIJO	391
7.3.2.- SEMÁFOROS ACCIONADOS POR EL TRÁFICO	392
7.3.3.- SEMÁFOROS CON CONTROL CENTRALIZADO	392
7.4.- TÉRMINOS BÁSICOS O PARÁMETROS DE TIEMPO	392
7.5.- CÁLCULO DE LOS TIEMPOS DEL SEMÁFORO DE TIEMPO FIJO Y SU REPARTO EN LAS DIFERENTES FASES	394
7.5.1.- INTERVALO DE CAMBIO DE BASE	394
7.5.2.- LONGITUD DE CICLO	395

7.5.3.- VEHÍCULOS EQUIVALENTES.....	396
7.5.4.- FLUJO DE SATURACIÓN O TIEMPO PERDIDO.....	397
7.5.5.- ASIGNACIÓN DE TIEMPOS VERDES.....	400
7.5.6.- RESUMEN: PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE LOS TIEMPOS DEL SEMÁFORO	401
7.6.- PROBLEMAS RESUELTOS.....	404
BIBLIOGRAFÍA	419

CAPITULO 1.

ASPECTOS GENERALES

1.1.- HISTORIA DE LA EVOLUCIÓN DEL TRANSPORTE

1.1.1.- APARICIÓN DE LA RUEDA

El tráfico motorizado es un medio de transporte novedoso que se acaba de incorporar a nuestra vida diaria, para la cual se hará una breve reseña histórica de la evolución y beneficios de la rueda y caminos hasta nuestra época actual.

Las ruedas más antiguas que se conocen fueron construidas en la antigua Mesopotamia, entre el año 3500 A.C. y el 3000 A.C. Se cree que los vehículos de ruedas aparecieron después de la invención del torno de alfarero, y el carro no tardó en sustituir al trineo como medio de transporte. En su forma más simple la rueda era un disco sólido de madera fijado a un eje circular mediante espigas de madera. Luego se eliminaron secciones del disco para reducir el peso y los radios empezaron a emplearse en torno al año 2000 antes de Cristo.

La invención de la rueda fue un importante punto de inflexión en el avance de la civilización humana. La rueda llevó a un uso más eficiente de la fuerza animal en la agricultura y otros terrenos, y se convirtió en un sistema mecánico insustituible para controlar el flujo y la dirección de la fuerza. Las aplicaciones de la rueda en la vida y tecnología modernas son casi infinitas.

1.1.2.- APARICIÓN DE LOS PRIMEROS CAMINOS

Desde la antigüedad, la construcción de carreteras ha sido uno de los primeros signos de civilización avanzada. Cuando las ciudades de las primeras civilizaciones empezaron a aumentar de tamaño y densidad de población, la comunicación con otras regiones se tornó necesaria para hacer llegar suministros alimenticios o transportarlos a otros consumidores. Entre los primeros constructores de carreteras se encuentran los mesopotámicos, hacia el año 3500 A.C.; los chinos, que construyeron la Ruta de la Seda (la más larga del mundo) durante 2.000 años, y desarrollaron un sistema de carreteras en torno al siglo XI A.C., y los incas de Sudamérica, que construyeron una avanzada red de caminos que no pueden ser considerados estrictamente carreteras, ya que los incas no conocían la rueda. Esta red se distribuía por todos los Andes e incluía galerías cortadas en rocas sólidas. En el siglo I, el

geógrafo griego Estrabón registró un sistema de carreteras que partían de la antigua Babilonia; los escritos de Heródoto, historiador griego del siglo V A.C., mencionan las vías construidas en Egipto para transportar los materiales con los que construyeron las pirámides y otras estructuras monumentales levantadas por los faraones.

De las carreteras aún existentes, las más antiguas fueron construidas por los romanos. La vía Apia empezó a construirse alrededor del 312 A.C., y la vía Faminia hacia el 220 A.C. En la cumbre de su poder, el Imperio romano tenía un sistema de carreteras de unos 80.000 km, consistentes en 29 calzadas que partían de la ciudad de Roma, y una red que cubría todas las provincias conquistadas importantes, incluyendo Gran Bretaña. Las calzadas romanas tenían un espesor de 90 a 120 cm., y estaban compuestas por tres capas de piedras argamasadas cada vez más finas, con una capa de bloques de piedras encajadas en la parte superior. Según la ley romana toda persona tenía derecho a usar las calzadas, pero los responsables del mantenimiento eran los habitantes del distrito por el que pasaba. Este sistema era eficaz para mantener las calzadas en buen estado mientras existiera una autoridad central que lo impusiera; durante la edad media (del siglo X al XV), con la ausencia de la autoridad central del Imperio romano, el sistema de calzadas nacionales empezó a desaparecer.

A mitad del siglo XVII, el gobierno francés instituyó un sistema para reforzar el trabajo local en las carreteras, y con este método construyó aproximadamente 24.000 Km. de carreteras principales. Más o menos al mismo tiempo, el Parlamento instituyó un sistema de conceder franquicias a compañías privadas para el mantenimiento de las carreteras, permitiendo a las compañías que cobraran un peaje o cuotas por el uso de las mismas.

Durante las tres primeras décadas del siglo XIX, dos ingenieros británicos, Thomas Telford y John Loudon McAdam, y un ingeniero de caminos francés, Pierre-Marie-Jérôme Trésaguet, perfeccionaron los métodos y técnicas de construcción de carreteras. El sistema de Telford implicaba cavar una zanja e instalar cimientos de roca pesada. Los cimientos se levantaban en el centro para que la carretera se inclinara hacia los bordes permitiendo el desagüe. La parte superior de la carretera consistía en una capa de 15 cm. de piedra quebrada compacta.

McAdam mantenía que la tierra bien drenada soportaría cualquier carga. En el método de construcción de carreteras de McAdam, la capa final de piedra quebrada se colocaba directamente sobre un cimiento de tierra que se elevaba del terreno circundante para asegurarse de que el cimiento desaguaba. El sistema de McAdam, llamado macadamización, se adoptó en casi todas partes, sobre todo en Europa. Sin embargo, los cimientos de tierra de las carreteras macadamizadas no pudieron soportar los camiones pesados que se utilizaron en la I Guerra Mundial. Como resultado, para construir carreteras

de carga pesada se adoptó el sistema de Telford, ya que proporcionaba una mejor distribución de la carga de la carretera sobre el subsuelo subyacente.

Durante el periodo de expansión del ferrocarril en la última mitad del siglo XIX, el desarrollo de las carreteras sufrió su correspondiente declive. También en este periodo se introdujeron el ladrillo y el asfalto como pavimento para las calles de las ciudades.

1.1.3.- APARICIÓN DEL AUTOMÓVIL

Las últimas décadas del siglo XIX ven la aparición del automóvil con motor de gasolina y renace el deseo de conservar en buen estado los caminos que habían sido abandonados una vez más.

Puede afirmarse que el vehículo de motor de combustión interna en la forma que lo conocemos actualmente, forma parte y nació con el siglo XX.

Al iniciar su vida y considerado como un artefacto de lujo y deporte, encontró serios obstáculos por los malos caminos y leyes anacrónicas, además de la natural oposición de las empresas y particulares habituados al ferrocarril y los carruajes tirados por animales, por lo que hubo que esperar para su florecimiento hasta principios del siglo XX.

Los grandes desarrollos en transporte han neutralizado relativamente el obstáculo espacio con la reducción de distancias expresada en disminución de tiempos de viaje, permitiendo la integración de las distintas zonas y funciones de la ciudad y de esta con áreas adyacentes e incluso distantes, lo cual influyó en la progresiva ampliación de las concentraciones urbanas.

1.2.- NACIMIENTO DE LA INGENIERÍA DE TRÁFICO

Después de la aparición del vehículo automóvil, las carreteras se proyectaban teniendo en cuenta únicamente el movimiento de vehículos aislados, debido a que circulaba un número muy bajo de ellos para entonces y bastaba que cada uno pudiera moverse a una velocidad razonable y segura para que la carretera cumpliera con todos sus objetivos. Pero ya hacia 1920 el número de vehículos en circulación era lo suficientemente elevado como para establecer medidas de regulación que evitasen las dificultades de circulación.

El objetivo principal de las medidas fue mejorar la seguridad basándose en su comienzo con la práctica de la policía, pronto fue necesario adoptar medidas mas eficientes por lo que 1920 y 1930 en los Estados Unidos nace la *Ingeniería de Tráfico* con el fin de mejorar la explotación de las redes viarias existentes, pocos años después la Ingeniería de Tráfico se introdujo también en el proyecto de nuevos caminos.

Actualmente el incremento en número y velocidad del tráfico motorizado contribuye a satisfacer los deseos y las necesidades de los habitantes de las ciudades, sin detenerse a analizar que ese es también el causante de uno de los aspectos mas conflictivos del sistema urbano en función a su sostenibilidad: la contaminación ambiental en sus diferentes formas, la ocupación extensiva del suelo y la seguridad del tráfico.

Se hace necesaria entonces la planeación integral del transporte: integración del transporte y los usos del suelo, la cual debe abordar la relación entre movilidad/accesibilidad y los modelos de crecimiento urbano. Por tanto se ve la necesidad de la realización de estudios, procedimientos de aplicación de las diferentes metodologías y desarrollos en este campo cuyo modelo de crecimiento urbano, se manifiesta en la congestión del tráfico vehicular.

1.3.- DEFINICIONES

Para entender el concepto tanto técnico como científico de la Ingeniería de tráfico y transporte tenemos las siguientes definiciones:

- **Transportar:** Llevar una cosa de un lugar a otro. Llevar de una parte a otra por el porte o precio convenido.
- **Transporte o transportación:** Acción o efecto de transportar o transportarse.
- **Transitar:** Ir o pasar de un punto a otro por vías, calles o parajes públicos.
- **Tránsito:** Acción de transitar. Sitio por donde se pasa de un lugar a otro.
- **Tráfico:** Tránsito de personas y circulación de vehículos por calles, carreteras, caminos, etc.
- **Ingeniería de Tráfico:** Se define como la rama de la ingeniería que trata del planeamiento, el proyecto geométrico y explotación de las redes viarias, instalaciones auxiliares (aparcamientos, terminales, etc.) y zonas de influencia así como de su relación con otros medios de transporte.

1.4.- OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INGENIERÍA DE TRÁFICO

El objetivo principal de la Ingeniería de Tráfico es conseguir que la circulación de personas y mercancías sea segura, rápida y económica.

La Ingeniería de Tránsito analiza lo siguiente:

1.4.1.- CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

Se utilizan diversas magnitudes que reúnen las características de los vehículos y usuarios. Estas magnitudes son: la velocidad, el volumen, la densidad, la separación entre vehículos sucesivos, intervalos entre vehículos, tiempos de recorrido y demoras, origen y destino del movimiento, la capacidad de las calles y carreteras, se analizan los accidentes, el funcionamiento de pasos a desnivel, terminales, intersecciones canalizadas, etc. Por otro lado se estudia al usuario todas las reacciones para maniobrar el vehículo como ser: rapidez de reacción para frenar, para acelerar, su resistencia al cansancio, etc.

1.4.2.- REGLAMENTACIÓN DEL TRÁNSITO

Se debe establecer los reglamentos del tránsito, como ser: la responsabilidad y licencias de los conductores, peso y dimensiones de los vehículos, control de accesorios obligatorios y equipo de iluminación, acústicos y de señalamiento.

También se debe tomar en cuenta la prioridad de paso, tránsito en un sentido, tiempo de estacionamiento, el control policiaco en intersecciones, sanciones relacionadas con accidentes, etc.

1.4.3.- SEÑALAMIENTO Y DISPOSITIVOS DE CONTROL

Su función principal es la determinar los proyectos, construcción, conservación y uso de las señales.

1.4.4.- PLANIFICACIÓN VIAL

Es necesario analizar y realizar investigaciones para poder adaptar el desarrollo de las calles y carreteras a las necesidades del tránsito, y de esta manera conocer los problemas que se presentan al analizar el crecimiento demográfico, las tendencias del aumento en el número de vehículos y la demanda de movimiento de una zona a otra. Se debe establecer claramente los objetivos concretos y operacionales que se quiere alcanzar.

1.4.5.- ADMINISTRACIÓN

Para tener buenos resultados se debe considerar varios aspectos tales como: económicos, políticos, fiscales, de relaciones publicas, de sanciones, etc.

1.5.- SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE TRANSITO

Las soluciones se plantean a partir de un análisis de factores que intervienen en el problema del tránsito, enunciaremos a continuación los factores principales que inciden en el planteamiento de soluciones a los problemas del tránsito:

- Diferentes tipos de vehículos en la misma vialidad

Diferentes dimensiones, velocidades y características de aceleración

- Superposición del tránsito motorizado en facilidades viales

Pocos cambios en trazo urbano, carreteras que no han evolucionado.

- Falta de planificación en el tránsito

Construcción de vías con especificaciones antiguas

- El automóvil no considerado como una necesidad pública

Falta de apreciación de las autoridades y público en general a la importancia del vehículo automotor.

- Falta de asimilación por parte del gobierno y del usuario

Legislación y reglamentos no acordes a la evolución del transporte, falta de educación vial. Describidos los factores que intervienen en el problema del tránsito, se plantean a continuación los tres tipos de solución que se pueden dar al problema del tránsito:

1.5.1.- SOLUCIÓN INTEGRAL

Dadas las características del vehículo moderno se plantea construir nuevos tipos de vialidades que sirvan a este vehículo, es decir, que se busca el equilibrio de la oferta y la demanda, este tipo de solución es casi imposible de aplicar en las ciudades actuales porque equivaldría a destruir todo lo existente y construir las vialidades con especificaciones modernas.

1.5.2.- SOLUCIÓN PARCIAL DE ALTO COSTO

Esta solución consiste en realizar cambios necesarios en las vialidades aprovechando al máximo lo que se tiene, cuyos cambios requerirán fuertes inversiones económicas, por ejemplo: ensanchamiento de calles, modificaciones de intersecciones rotatorias, creación de intersecciones canalizadas, sistemas de control automático con semáforos, estacionamientos públicos y privados, etc.

1.5.3.- SOLUCIÓN PARCIAL DE BAJO COSTO

Consiste en el aprovechamiento máximo de las condiciones existentes, con cambios que requieran poca inversión. En este tipo de solución tiene una gran importancia y participación la reglamentación del tránsito así como la disciplina y educación de parte del usuario.

CAPITULO 2.

ELEMENTOS DEL TRÁNSITO

Existen 3 elementos básicos que componen la Ingeniería de tráfico que son:

- El Usuario.
- El Vehículo.
- La Vía o Vialidad.

2.1.- EL USUARIO

Es muy importante tener en cuenta el comportamiento del usuario para la planeación, estudio, proyecto y operación de un sistema de transporte automotor.

El usuario esta relacionado con los peatones y conductores, que son los elementos principales a ser estudiados para mantener el orden y seguridad de las calles y carreteras.

2.1.1.- EL PEATÓN

Peatón es considerado a toda la población en general, son todas aquellas personas desde un año hasta cien años de edad.

En la mayoría de los casos las calles y carreteras son compartidos por los peatones y vehículos, excepto en la Autopistas el tráfico de los peatones es prohibido. Los accidentes sufridos por peatones se deben a que no respetan las zonas destinadas a ellos, ya sea por falta de conocimiento u otro factor. Por lo tanto se deberá estudiar al peatón no solamente por ser víctima, sino porque también es una de las causas, para la cual es necesario conocer las características del movimiento de los peatones y la influencia que tienen ciertas características como ser la edad, sexo, motivo de recorrido, etc.

2.1.2.- EL CONDUCTOR

El conductor constituye el elemento de tránsito más importante, ya que el movimiento y calidad de circulación de los vehículos dependerá fundamentalmente de ellos para adaptarse a las características de la carretera y de la circulación.

Para el estudio de los conductores es necesario conocer el comportamiento o factores que influyen en sus condiciones físicas y psíquicas, sus conocimientos, su estado de ánimo, etc. Se ha encontrado para el conductor un tiempo mínimo de reacción para actuar que se detallara a continuación:

- Para un vehículo sin movimiento un tiempo promedio de 0.25 seg. , por ejemplo el tiempo de reacción para arrancar el vehículo cuando el semáforo cambia de rojo a verde.
- Para un vehículo sin movimiento en semáforos aislados un tiempo de 0.25 seg.
- Para un vehículo en movimiento en semáforos aislados un tiempo de 0.83 seg.
- En algunos casos podría llegar hasta 2 ó 3 seg.

2.1.2.1.- Factores que pueden modificar las facultades del individuo en el tiempo de reacción.

- La fatiga.
- Las enfermedades o deficiencias físicas.
- El alcohol y las drogas.
- Su estado emocional.
- El clima.
- La época del año.
- Las condiciones del tiempo.
- La altura sobre el nivel del mar.
- El cambio del día a la noche y viceversa.

2.1.2.2.- Características del conductor

Las decisiones y acciones de un conductor dependen principalmente de la información que transmiten los sentidos, cuya información llegan al conductor a través de los ojos, oídos y terminales nerviosas. A continuación citaremos las características más importantes del conductor:

- Cono de agudeza visual, se refiere a la visión más nítida de una persona que esta concentrada dentro de un cono con un ángulo central de alrededor de 3 grados respecto a la horizontal. La agudeza visual es razonablemente nítida dentro de un ángulo cónico de hasta 10 grados aproximadamente.
- Visión periférica, se refiere a que una persona puede percibir objetos periféricos dentro de un cono con ángulo central de hasta 160 grados.
- Información visual, se refiere a que el conductor mediante movimientos de la cabeza y los ojos aumenta la cantidad de información visual recibida.
- Encandilamiento, se refiere a la visión del conductor en condiciones de encandilamiento.
- Sensibilidad visual a la luz y al color (daltonismo).
- La altura del ojo del conductor respecto a la superficie será de 1,14 metros.

- Percepción del espacio, es decir, que al divisar un obstáculo u objeto a velocidades altas la distancia de frenado será mayor.

2.2.- EL VEHÍCULO

En ciertos países, la incorporación de mayor cantidad de vehículos no solo ha mejorado el transporte, ya que también ha elevado el nivel económico general del país, por lo que se puede afirmar que la relación de habitantes por vehículo es un indicador para apreciar el progreso de un determinado territorio.

Por lo tanto, es indispensable que cada país mejore las condiciones del transporte para su progreso y de esta manera poder transportar los bienes de consumo desde las fuentes de producción hasta los mercados y de allí comercializarlo a la población.

Actualmente, es inevitable que aumente el número de vehículos cada año, lo que es deseable y conveniente, logrando así reducir más la actual relación de habitantes por vehículo.

Por lo tanto, el segundo elemento componente del tránsito, *el vehículo*, irremediablemente va en aumento.

2.2.1.- CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO DE PROYECTO

Vehículo de proyecto es aquel tipo de vehículo hipotético, cuyo peso, dimensiones y características de operación son utilizados para establecer los lineamientos que guiarán el proyecto geométrico de las carreteras, calles e intersecciones, tal que estas puedan acomodar vehículos de este tipo.

Los vehículos se clasifican en 2:

- Vehículos ligeros o livianos.
- Vehículos pesados (Camiones y autobuses).

2.2.2.- VEHÍCULOS LIGEROS DE PROYECTO

Los vehículos ligeros de proyecto pueden ser utilizados en:

- Intersecciones menores en zonas residenciales donde el número de vehículos que realizan vueltas no es significativo.
- Intersecciones mayores que dispongan de carriles de estacionamiento y cruces peatonales demarcados, que obliguen el uso de radios pequeños en las esquinas aun aceptables.

- Áreas urbanas con intersecciones a nivel sobre calles arteriales, siempre que se disponga de carriles de cambio de velocidad y que las vueltas de camiones sea ocasional.

2.2.3.- VEHÍCULOS PESADOS DE PROYECTO

Los vehículos pesados de proyecto pueden ser utilizados en:

- Terminales de pasajeros y de cargas.
- Autopistas y arterias rápidas, siempre y cuando sea grande el número de movimientos de vueltas.

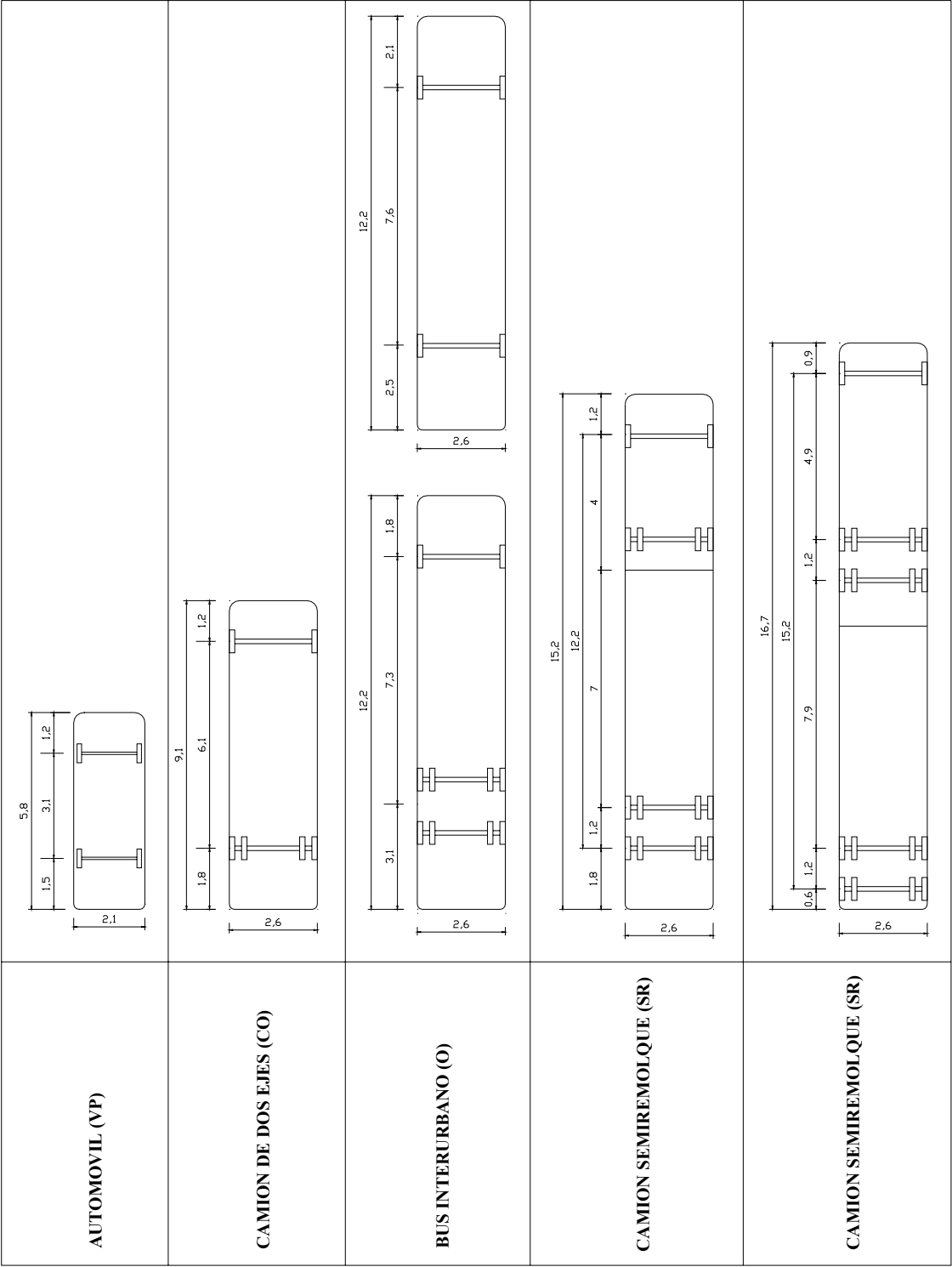
2.2.4.- CLASIFICACIÓN DE VEHÍCULOS SEGÚN NORMA DE DISEÑO

Según el servicio nacional de caminos (S.N.C.) los vehículos del país se clasifican en 4 grandes grupos detalladas en la tabla N° 2.1.

Tabla N° 2.1 Clasificación se vehículos según el Servicio Nacional de Caminos

GRUPO DE CLASIFICACION	CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO	ANCHO TOTAL (m)	LARGO TOTAL (m)	RADIO MÍNIMO DE LA RUEDA EXTERNA DELANTERA (m)	RADIO MÍNIMO DE LA RUEDA INTERNA TRASERA (m)	DETALLES
VP	Automóviles	2,10	5,80	7.30	4.70	Vehículos livianos como automóviles, camionetas, vagonetas, minibuses, etc.
CO	Autobuses y camiones	2,60	9,10	12.80	8.70	Vehículos comerciales de dos ejes, comprenden a camiones y autobuses comerciales, normalmente de dos ejes y 6 ruedas.
O	Autobuses interurbanos	2,60	12,20	12.80	7.10	Automóviles y camiones de mayores dimensiones. Los autobuses empleados generalmente para viajes de largas distancias y turismo. Estos vehículos son de mayor longitud que las CO y pueden contar con 3 ejes.
SR	Camión semi – remolque	2,60	16,80	13.70	6.00	Vehículo comercial articulado, compuesto normalmente de una unidad tractora y un semiremolque o remolque de 2 ejes o más.

Ref. Servicio Nacional de Caminos (S.N.C.)



Ref. Servicio Nacional de Caminos (SNC)

Figura N° 2.1 Esquema de vehículos según norma de diseño

2.2.5.- RADIO DE GIRO

Se define como radio de giro al radio de la circunferencia descrita por su rueda delantera exterior al girar a pequeña velocidad cuando su dirección ha sido girada totalmente.

- Vueltas a baja velocidad (Velocidades ≤ 15 Km./hr.):

El radio de las curvas es controlado por las huellas de giro mínimas de las velocidades, esta situación se presenta en intersecciones agudas.

- Vueltas a alta velocidad (Velocidades cercanas al 70% de la velocidad de proyecto):

El radio de la curvas es controlado por el peralte y fricción lateral entre llantas y la superficie de rodamiento, esta situación se presenta en las curvas a campo abierto y en las curvas de los enlaces en intersecciones importantes.

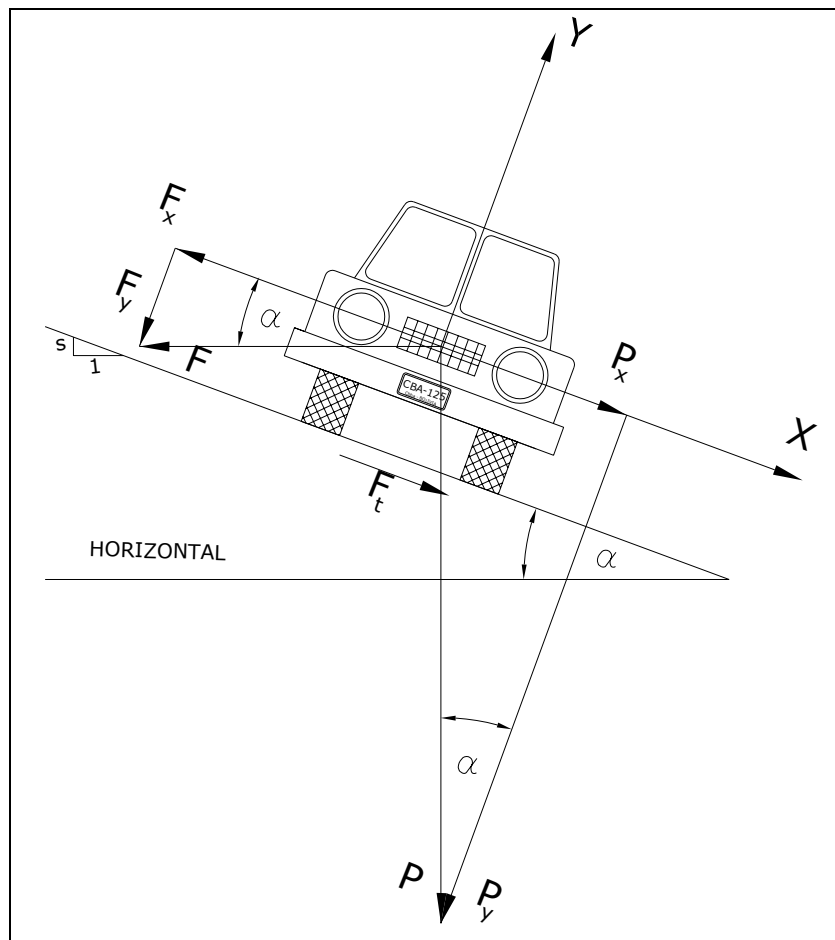
- Razones por lo que un vehículo se sale de la curva:

- Porque el peralte de la curva no es suficiente para contrarrestar la velocidad produciendo el derrape o deslizamiento del vehículo.
- Por la presencia de hielo, arena, agua, aceite y otros elementos sobre el pavimento.

2.2.6.-FUERZA CENTRIFUGA

Es la fuerza que tiende a conservar el movimiento en línea recta si es que el vehículo cambia su trayectoria de movimiento rectilíneo a curvilíneo, es decir que tiende a desviar el vehículo hacia fuera de su trayectoria normal.

El efecto centrífugo se elimina con la sobre elevación o peralte, junto con el peso propio del vehículo y la fricción entre llantas y el pavimento, logrando la estabilidad del vehículo en la curva.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 2.2 Estabilidad del vehículo en curva

Según las leyes de la dinámica esta fuerza es:

$$F = m \times a$$

Donde:

F = Fuerza Centrífuga

m = Masa de vehículo

a = Aceleración radial

La relación entre la masa “m” y la aceleración radial “a” es:

$$m = \frac{P}{g} ; a = \frac{v^2}{R}$$

Donde:

P = Peso del vehículo.

g = Aceleración debida a la gravedad.

v = Velocidad del vehículo.

R = Radio de la curva circular.

Reemplazando valores se tiene:

$$F = m \times a = \frac{P \times v^2}{g \times R}$$

En la figura N° 2.2 se muestra un esquema de las fuerzas externas que actúan en un vehículo que circula sobre una curva y que tiende a deslizarlo o volcarlo hacia la parte exterior de la curva.

El efecto centrífugo se elimina a través de:

- La Fuerza de fricción transversal “ F_t ” entre llantas y el pavimento que se opone al deslizamiento lateral del vehículo.
- La inclinación transversal de la calzada, denominada sobre elevación o peralte.
- El peso propio del vehículo.

Con la ayuda de la figura N° 2.2 realizamos:

$$\sum F_x = 0$$

$$P_x - F_x + F_t = 0$$

$$F_x - P_x = F_t$$

Puesto que:

Fuerza de fricción transversal = Fuerza Normal $\times f_t$; (f_t = Coef. de fricción transversal)

Fuerza Normal = $F_y + P_y$

Entonces:

$$F_t = (F_y + P_y) \times f_t$$

Por lo tanto:

$$F_x - P_x = (F_y + P_y) \times f_t$$

Despejando “ f_t ”:

$$f_t = \frac{F_x - P_x}{(F_y + P_y)}$$

Descomponiendo fuerzas se tiene:

$$F_x = F \times \cos \alpha ; P_x = P \times \operatorname{sen} \alpha$$

$$F_y = F \times \operatorname{sen} \alpha ; P_y = P \times \cos \alpha$$

Reemplazando las fuerzas anteriores en “ f_t ”:

$$f_t = \frac{F \times \cos \alpha - P \times \operatorname{sen} \alpha}{F \times \operatorname{sen} \alpha + P \times \cos \alpha}$$

Dividiendo el numerador y el denominador entre $\cos \alpha$:

$$f_t = \frac{F - (P \times \tan \alpha)}{(F \times \tan \alpha) + P} ; \tan \alpha = \text{sobre elevación} = s$$

Reemplazando $F = \frac{P \times v^2}{g \times R}$ en la anterior ecuación:

$$f_t = \frac{\left(\frac{P \times v^2}{g \times R} \right) - (P \times s)}{\left(\frac{P \times v^2}{g \times R} \times s \right) + P}$$

Simplificando “P”:

$$f_t = \frac{\left(\frac{v^2}{g \times R} \right) - s}{\left(\frac{v^2 \times s}{g \times R} \right) + 1}$$

$$s + f_t = \frac{v^2}{g \times R} (1 - f_t \times s) ; f_t \times s \approx 0 \text{ en la práctica.}$$

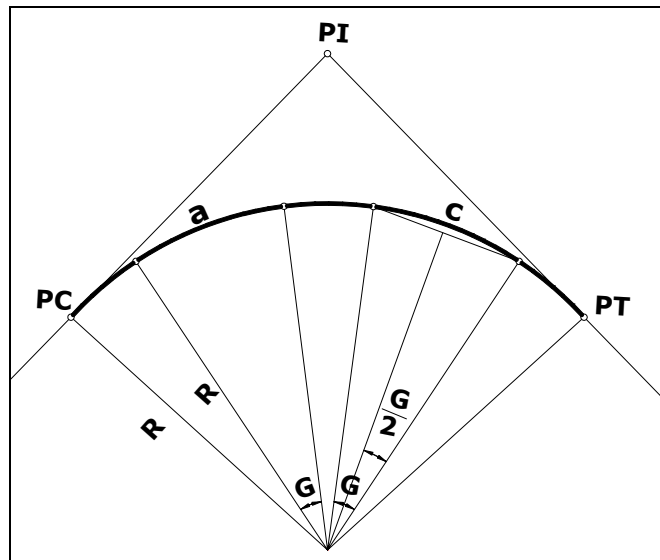
$$s + f_t = \frac{v^2}{g \times R}$$

Expresando la velocidad “v” en Km/h, el radio “R” en metros y sustituyendo “g” por 9.81 m/s², se obtiene la siguiente expresión:

$$s + f_t = 0,007865 \frac{v^2}{g \times R} \quad (2.1)$$

2.2.7.- GRADO DE CURVATURA (G)

Se define **grado de curvatura** como el valor del ángulo central correspondiente a un arco o una cuerda de determinada longitud, escogidos como arco unidad “a” ó cuerda unidad “c” (ver figura N° 2.3).



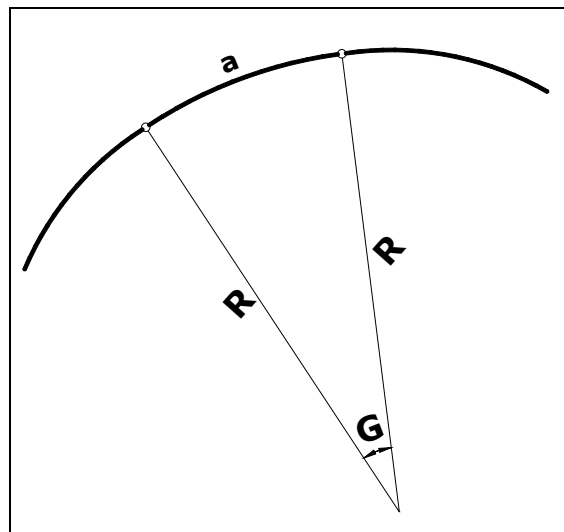
Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 2.3 Grado de curvatura de una curva circular.

2.2.8.- RELACIÓN ENTRE EL RADIO (R) Y EL GRADO DE CURVATURA (G)

Se relacionan en base a dos sistemas:

- Sistema Arco Grado
- Sistema Cuerda Grado.

2.2.8.1.- Sistema arco grado

Ref. Elaboración propia

Figura N° 2.4 Sistema Arco Grado.

Se tiene:

$$\frac{G}{a} = \frac{360^\circ}{2 \times \pi \times R}$$

Despejando “G” se tiene:

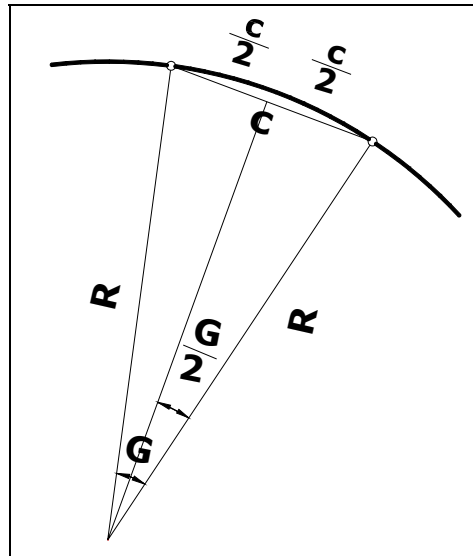
$$G = \frac{180^\circ}{\pi \times R} \times a$$

El valor de “a” puede ser considerado 5 m, 10 m, 20 m, etc. Pero el valor más utilizado es a = 20 metros, reemplazando el valor de “π” y el valor de “a” en metros (el Radio “R” tendrá unidades de metro), por lo tanto se obtiene la siguiente ecuación:

$$G = \frac{180^\circ}{3,1415926... \times R} \times 20$$

$$\boxed{G = \frac{1145,92}{R}} \quad (2.2)$$

2.2.8.2.- Sistema cuerda grado



Ref. Elaboración propia

Figura N° 2.5 Sistema Cuerda Grado.

Se tiene:

$$\text{Sen} \frac{G}{2} = \frac{c/2}{R} \Rightarrow \frac{G}{2} = \text{Sen}^{-1} \left(\frac{c}{2 \times R} \right)$$

$$G = 2 \times \text{Sen}^{-1} \left(\frac{c}{2 \times R} \right) \quad (2.3)$$

2.2.9.- SOBRE ELEVACIÓN MÁXIMA

La tabla N° 2.2 presenta las sobre elevaciones máximas de acuerdo a la zona y el porcentaje vehicular.

Tabla N° 2.2 Sobre Elevaciones máximas

S_{\max}	OBSERVACION
12 %	En lugares sin heladas ni nevadas y porcentaje mínimo de vehículos pesados
10 %	En lugares sin nieve o hielo y gran porcentaje de vehículos pesados
8 %	En lugares donde las heladas o nevadas son frecuentes
6 %	En zonas urbanas

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Establecida la sobre elevación máxima “ S_{\max} ” y la velocidad de proyecto “ v ”, se puede determinar el radio de curvatura mínima “ R_{\min} ” y el grado de curvatura máximo “ G_{\max} ”, mediante las siguientes ecuaciones:

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} \quad (2.4)$$

$$G_{\max} = \frac{146000 \times (S_{\max} + f_t)}{v^2} \quad (2.5)$$

Haciendo uso de las dos ecuaciones anteriores, considerando diferentes valores para: el coeficiente de fricción lateral o transversal “ f_t ”, sobre elevación máxima “ S_{\max} ” y para cada velocidad de proyecto “ v ”, se obtienen los radios mínimos y grados máximos de curvatura, que se detallara en la tabla 2.3:

Tabla N° 2.3 Radios mínimos y Grados máximos de curvatura

Velocidad de Proyecto “ v ”	Coeficiente de fricción lateral “ f_t ”	VALORES PARA PROYECTO							
		$S_{\max}=0,12$		$S_{\max}=0,10$		$S_{\max}=0,08$		$S_{\max}=0,06$	
		R_{\min}	G_{\max}	R_{\min}	G_{\max}	R_{\min}	G_{\max}	R_{\min}	G_{\max}
30	0,280	17,70	64,75	18,63	61,51	19,66	58,29	20,82	55,04
40	0,230	35,95	31,88	38,13	30,05	40,59	28,23	43,39	26,41
50	0,190	63,43	18,07	67,80	16,90	72,82	15,74	78,65	14,57
60	0,165	99,35	11,53	106,85	10,72	115,57	9,92	125,84	9,11
70	0,150	142,74	8,03	154,15	7,43	167,56	6,84	183,52	6,24
80	0,140	193,60	5,92	209,73	5,46	228,80	5,01	251,68	4,55
90	0,135	249,83	4,59	271,09	4,23	296,31	3,87	326,70	3,51
100	0,130	314,60	3,64	341,96	3,35	374,52	3,06	413,95	2,77
110	0,125	388,43	2,95	422,96	2,71	464,23	2,47	514,41	2,23

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Para radios “ R ” mayores que el radio mínimo “ R_{\min} ”, se realiza una repartición inversamente proporcional:

$$S_{\max} = \frac{1}{R_{\min}} \quad ; \quad s = \frac{1}{R}$$

Igualando se tiene:

$$S_{\max} \times R_{\min} = s \times R$$

Despejando “ s ”:

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max} \quad (2.6)$$

2.2.10.- DISTANCIA PARA DETENER UN VEHÍCULO

2.2.10.1.- Distancia de parada

La distancia de parada o distancia total para detener un vehículo, depende de los tiempos de percepción, de reacción y de frenado.

Por lo tanto la distancia de parada o distancia total se expresa:

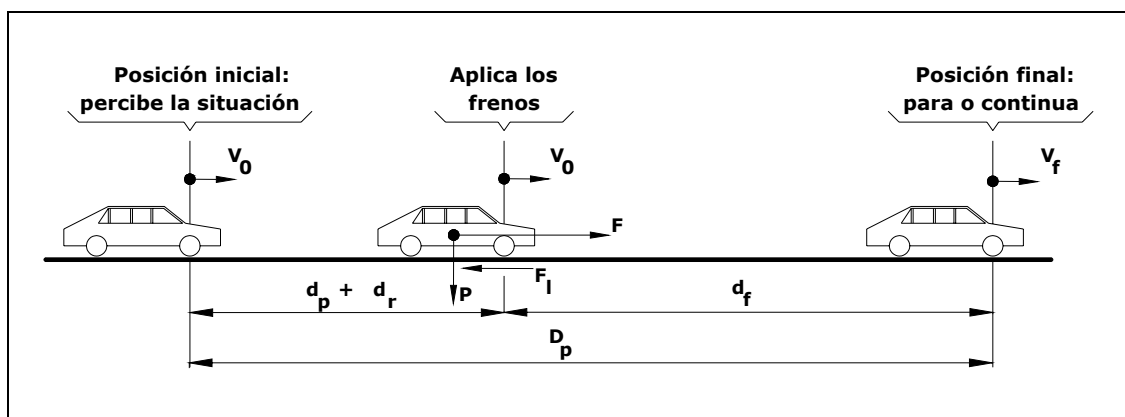
$$D_p = d_p + d_r + d_f \quad (2.7)$$

Donde:

d_p = Distancia recorrida durante el tiempo de Percepción.

d_r = Distancia recorrida durante el tiempo de Reacción.

d_f = Distancia recorrida durante el tiempo de Frenado.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 2.6 Distancia de parada.

2.2.10.2.- Distancia recorrida durante el tiempo de percepción y reacción ($d_p + d_r$)

Estas distancias se llevan a cabo mediante el proceso denominado PIEV, que tiene 4 componentes de reacción debido a un estímulo exterior, estos componentes son: Percepción, Intelección, Emoción y Volición.

- 1) **Percepción.-** Impresión material producida en los sentidos por un estímulo exterior. Para un conductor, es el intervalo de tiempo comprendido entre la aparición del objeto exterior y su reconocimiento a través de su sensación visual.
- 2) **Intelección.-** Es el tiempo necesario para comparar y registrar las nuevas sensaciones, es decir se entiende la situación.

- 3) Emoción.-** Es la agitación del ánimo producto de la percepción y el entendimiento de la situación. Durante este tiempo el conductor utiliza el juicio y la experiencia para tomar una actitud o llegar a una decisión.
- 4) Volición.-** Acto por el cual la voluntad determina hacer algo. Es el tiempo necesario para llevar a la acción de decisión tomada.

El tiempo total de percepción y reacción o tiempo durante el PIEV (t_{PIEV}), es el tiempo que transcurre desde que el conductor recibe la información hasta que se inicia la respuesta del vehículo. Varía dependiendo del estado físico y psíquico del conductor.

El tiempo de percepción y reacción varía entre 0,5 y 4 segundos. Para fines de proyecto y de cálculo se emplea un valor promedio de 2,5 segundos, durante este tiempo la velocidad del vehículo " v_0 " se considera constante.

Por tanto se tiene:

$$d_p + d_r = v_0 * t_{Promedio}$$

$$d_p + d_r = v_0 * t_{PIEV}$$

Sabemos que:

$$t_{PIEV} = 2,5 \text{ segundos}$$

$$v = \text{Km/h}$$

$$d_p + d_r = \text{metros}$$

Finalmente se obtiene la siguiente expresión:

$$d_p + d_r = v_0 (\text{Km/h}) \times 2.5 (\text{seg.}) \times \frac{1000(\text{m})}{1(\text{km})} \times \frac{1(\text{h})}{3600(\text{seg})}$$

$$\boxed{d_p + d_r = 0,694 \times v_0} \quad (2.8)$$

2.2.10.3.- Distancia de frenado (d_f)

La distancia de frenado depende de:

- La fricción entre llantas y pavimento.
- El peso del vehículo.
- El número de ejes
- El tipo de pavimento, etc.

La distancia de frenado " d_f ", es el recorrido del vehículo en movimiento uniformemente decelerado, por tanto:

$$d_f = v_0 \times t - \frac{a \times t^2}{2}$$

Para movimiento uniformemente decelerado y cuando el vehículo se detiene se tiene que:

$$v_0 = a \times t$$

Despejando “t” :

$$t = \frac{v_0}{a}$$

Reemplazando:

$$d_f = \frac{v_0}{a} \times v_0 - \frac{a \times \left(\frac{v_0}{a}\right)^2}{2}$$

$$d_f = \frac{v_0^2}{a} - \frac{a \times v_0^2}{2 \times a^2}$$

$$d_f = \frac{v_0^2}{2 \times a}$$

Sabemos que:

La fuerza $F = m \times a$

La fuerza de fricción longitudinal que contrarresta la fuerza F es: $F_l = f_l \times \text{Peso}$

Donde:

f_l = Coeficiente de fricción longitudinal

Peso = $m \times g$

$g = 9,81(\text{m/s}^2)$

Igualando: $F = F_l$

$m \times a = f_l \times (m \times g)$; reduciendo y despejando “a” se tiene:

$a = f_l \times g$; reemplazando este valor en la ecuación $d_f = \frac{v_0^2}{2 \times a}$:

$$d_f = \frac{v_0^2 (\text{Km}^2/\text{h}^2)}{2 \times f_l \times 9,81 (\text{m/s}^2)} \times \frac{1000^2 (\text{m}^2)}{1 (\text{Km}^2)} \times \frac{1 (\text{h}^2)}{3600^2 (\text{s}^2)}$$

$$d_f = \frac{v_0^2}{254 \times f_l} [\text{m}] \quad (2.9)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.8) y (2.9) en la ecuación (2.7) tenemos:

$$D_p = (0,694 \times v_0) + \frac{v_0^2}{254 \times f_l} \quad (2.10)$$

Para fines de proyecto, usando las ecuaciones anteriores y tomando coeficientes variables de fricción longitudinal “ f_l ” se obtiene los siguientes valores de distancia de parada “ D_p ”, en condiciones de pavimento mojado y a nivel.

Tabla N^a 2.4 Distancia de parada en pavimento mojado y a nivel

Velocidad de Proyecto (Km/h)	Velocidad de marcha (Km/h)	Percepción-Reacción		Coeficiente de fricción longitudinal f_l	Distancia de frenado d_f (m)	Distancia de parada D_p (m)	
		Tiempo (Seg.)	Distancia $d_p + d_r$ (m)			Calculada	Proyecto
30	28	2,5	19,43	0,400	7,72	27,15	25
40	37	2,5	25,68	0,380	14,18	39,86	40
50	46	2,5	31,92	0,360	23,14	55,06	55
60	55	2,5	38,17	0,340	35,03	73,20	75
70	63	2,5	43,72	0,325	48,08	91,80	90
80	71	2,5	49,27	0,310	64,02	113,29	115
90	79	2,5	54,83	0,305	80,56	135,39	135
100	86	2,5	59,68	0,300	97,06	156,74	155
110	92	2,5	63,85	0,295	112,96	176,81	175

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

2.2.10.4.- Distancia de parada para un vehículo con velocidad después de aplicar los frenos sobre una vía con pendiente longitudinal

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l \pm p)} [\text{metros}] \quad (2.11)$$

Debido a que la distancia de frenado “ d_f ” es menor en ascenso que en descenso de una pendiente se tiene que:

+ p = pendientes ascendentes.

- p = pendientes descendentes.

Si el vehículo se detiene completamente ($v_f = 0$) se tiene:

$$d_f = \frac{v_0^2}{254 \times (f_l \pm p)} [\text{metros}] \quad (2.12)$$

Y la distancia de parada será:

$$D_p = (0,694 \times v_0) + \frac{v_0^2}{254 \times (f_l \pm p)} \quad (2.13)$$

2.3.- LA VIALIDAD O VÍA

El tercer elemento fundamental del tráfico es la vialidad o la vía por el que se mueven los vehículos.

La vía es una infraestructura de transporte especialmente acondicionada dentro de toda una faja de terreno, con el propósito de permitir la circulación de vehículos de manera continua en el espacio y en el tiempo, con niveles adecuados de seguridad y comodidad. El elevado nivel de vida de un país se relaciona con un excelente sistema vial o viceversa.

2.3.1.- CLASIFICACION DE LAS VIAS

2.3.1.1.- Según su competencia

- **Carreteras Nacionales**, son aquellas a cargo del Servicio Nacional de Caminos.
- **Carreteras Departamentales**, son aquella de propiedad de los departamentos y forman la red secundaria de carreteras.
- **Carreteras Veredales o Vecinales**, son aquellas vías a cargo del Servicio de Caminos Vecinales y forman la red terciaria de carreteras.
- **Carreteras Distritales y Municipales**, son aquellas vías urbanas y/o suburbanas y rurales a cargo del distrito o municipio.

2.3.1.2.- Según sus características

- **Autopistas**, es una vía de calzadas separadas cada una con dos o mas carriles, con control total de accesos. Las entradas y salidas de las autopistas se realizan únicamente a través de intersecciones a desnivel comúnmente llamados distribuidores.
- **Carreteras Multicarriles**, son carreteras divididas o no, con dos o más carriles por sentido, con control parcial de accesos. Las entradas y salidas se realizan a través de intersecciones a desnivel y a nivel.

- **Carreteras de dos carriles**, constan de una sola calzada de dos carriles, uno por cada sentido de circulación, con intersecciones a nivel y acceso directo desde sus márgenes.

2.3.1.3.- Según el tipo de terreno

- **Carreteras en terreno plano**, es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que permite a los vehículos pesados mantener aproximadamente la misma velocidad que la de los vehículos livianos.
- **Carreteras en terreno ondulado**, es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a reducir sus velocidades significativamente por debajo de la de los vehículos livianos, sin ocasionar que aquellos operen a velocidades sostenidas en pendiente por un intervalo de tiempo largo.
- **Carreteras en terreno montañoso**, es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a circular a velocidad sostenida en pendiente a lo largo de distancias considerables o durante intervalos frecuentes.
- **Carreteras en terreno escarpado**, es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a operar a menores velocidades sostenidas en pendiente que aquellas a la que operan en terreno montañoso, para distancias significativas o a intervalos muy frecuentes.

2.3.1.4.- Según su función

- **Carreteras Principales o de Primer Orden**, son aquellas vías troncales, transversales y de accesos a capitales de departamento, que cumplen la función básica de integrar las principales zonas de producción y de consumo del país y de este con los demás países.
- **Carreteras Secundarias o de Segundo Orden**, son aquellas vías que unen cabeceras municipales entre si y/o que provienen de una cabecera municipal y conectan con una principal.
- **Carreteras Terciarias o de tercer Orden**, son aquellas vías de acceso que unen cabeceras municipales con sus veredas entre si.

2.3.1.5.- Según la velocidad de diseño

La *velocidad de diseño o velocidad de proyecto* se define como la máxima velocidad segura y cómoda que puede ser mantenida en un tramo determinado de una vía, cuando las condiciones son tan favorables y que las características geométricas de la vía gobiernan la circulación. La velocidad de diseño define las características geométricas mínimas de todos los elementos del trazado, en condiciones de control y seguridad.

En la tabla N° 2.5 se establecen los rangos de las velocidades de diseño que se debe utilizar en función del tipo de carretera según la definición legal y el tipo de terreno.

Tabla N° 2.5 Clasificación de las carreteras según la velocidad de diseño

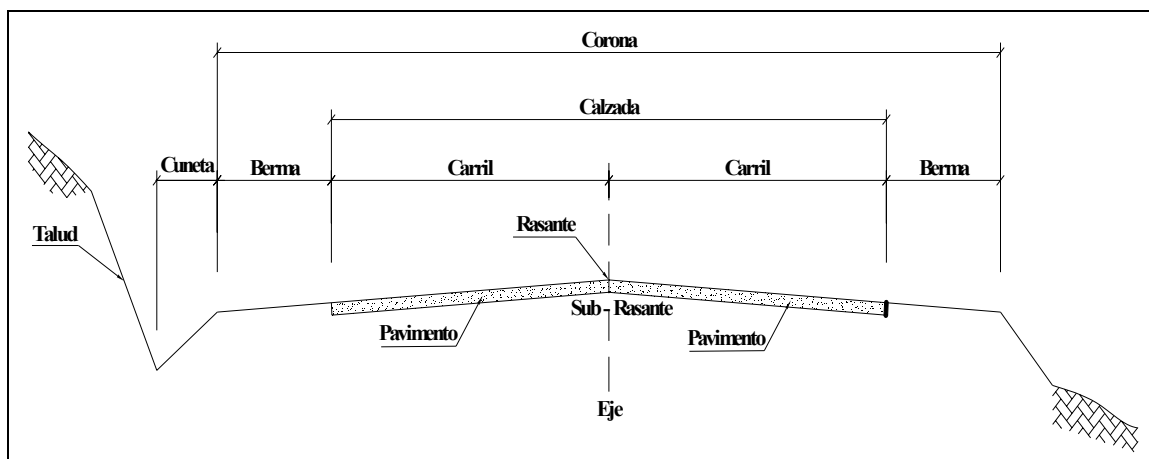
TIPO DE CARRETERA	TIPO DE TERRENO	VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/h)									
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Carretera Principal de dos calzadas	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Carretera Principal de una calzada	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Carretera Secundaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Carretera Terciaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										

Ref. Diseño Geométrico de Carreteras de James Cárdenas Grisales.

2.3.2.-PARTES INTEGRANTES DE UNA VIA

- **Calzada o superficie de rodamiento:** Es aquella faja acondicionada especialmente para el tránsito de los vehículos.
- **Carril:** Es aquella parte de la calzada o superficie de rodamiento, de ancho suficiente para la circulación de una sola fila de vehículos.
- **Acotamientos o bermas:** Son fajas laterales que sirven de confinamiento lateral de la superficie de rodamiento y que eventualmente puede usarse como estacionamiento provisional para alojar vehículos en caso de emergencia.
- **Corona:** Es la superficie terminada de una carretera, comprendida entre los hombros, por lo que incluye la calzada mas los acotamientos.
- **Hombro:** Es el punto de intersección de las líneas definidas por el talud del terraplén o el talud interior de la cuneta con la corona.
- **Cunetas:** Van paralelamente a los acotamientos, destinadas a facilitar el drenaje superficie longitudinal de la carretera.

- **Contra cunetas o zanjias de coronamiento:** Puede existir en aquellos tramos donde se prevea la necesidad de desviar las corrientes de agua y evitar que invadan la carretera o sobrecarguen la cuneta.
- **Taludes:** Son las superficies laterales inclinadas, comprendidos entre las cunetas y el terreno natural.
- **Drenaje transversal:** Esta formado por las alcantarillas y estructuras mayores por ejemplo los puentes, que permitan que el agua cruce de un lado a otro de la carretera sin invadir su superficie.
- **Rasante:** Como eje, es la proyección vertical del desarrollo del eje real de la superficie de rodamiento de la carretera.
- **Subrasante:** Es la superficie de terreno especialmente acondicionada sobre la cual se apoya la estructura del pavimento
- **Pavimento:** Es la superficie especialmente tratada con materiales perdurables y que permitan un tránsito rápido, eficiente y sin polvo.



Ref. Diseño Geométrico de Carreteras de James Cárdenas Grisales.

Figura N° 2.7 Distancia de parada.

2.4.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 2.1.- Mediante este ejemplo se explica el uso de la tabla N° 2.3. Para tal efecto, se tiene que la velocidad de proyecto del primer tramo de una carretera es de 110 km/h. si a una determinada curva se le asigna una sobre elevación máxima de 0.10, se quiere determinar el radio mínimo para que ella garantice una operación segura. Si a esta curva se le asigna una sobre elevación máxima de 0.08, ¿Cuál es el radio mínimo necesario?. En un segundo tramo de esta carretera, donde la velocidad de proyecto es de 50 km/h, se quiere determinar el radio mínimo de otra curva proyectada con una sobre elevación máxima de 0.08.

Solución:**Datos**

Primer tramo: $v_{\text{proyecto}} = 110 \text{ Km/h}$
 $S_{\text{max}} = 0,10 ; 0,08$
 $R_{\text{min}} = ?$

Con la ayuda de la tabla N° 2.3 y la velocidad de proyecto se obtiene el coeficiente de fricción lateral $f_t = 0,125$.

- Para la $S_{\text{max}} = 0,10$ hallamos el Radio mínimo mediante la ecuación (2.4):

$$R_{\text{min}} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\text{max}} + f_t} = \frac{0,007865 \times (110)^2}{0,10 + 0,125}$$

$$\boxed{R_{\text{min}} = 422,96 \text{ [m]}}$$

- Para la $S_{\text{max}} = 0,08$ hallamos el Radio mínimo mediante la ecuación (2.4):

$$R_{\text{min}} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\text{max}} + f_t} = \frac{0,007865 \times (110)^2}{0,08 + 0,125}$$

$$\boxed{R_{\text{min}} = 464,23 \text{ [m]}}$$

Nota 1: Para una misma velocidad de proyecto, al disminuir la sobre elevación aumenta el radio para seguir conservando la estabilidad.

Datos

Segundo tramo: $v_{\text{proyecto}} = 50 \text{ Km/h}$
 $S_{\text{max}} = 0,08$
 $R_{\text{min}} = ?$

Con la ayuda de la tabla N° 2.3 y la velocidad de proyecto se obtiene el coeficiente de fricción lateral $f_t = 0,190$.

- Para la $S_{\max} = 0,10$ hallamos el Radio mínimo mediante la ecuación (2.4):

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (50)^2}{0,08 + 0,190}$$

$$R_{\min} = 72,82 \text{ [m]}$$

Nota 2: Comparando esta segunda curva con la primera, se aprecia que para una misma sobre elevación máxima y al disminuir la velocidad de proyecto, también debe disminuir el radio para seguir conservando la seguridad.

Ej. 2.2.- Para un tramo de una carretera proyectado con una velocidad de 80 Km/h, se ha establecido, de acuerdo a las condiciones presentes, como sobre elevación máxima el valor de 0,10. en dicho tramo y según los alineamientos horizontales, una de las curvas circulares presenta un radio de 300 metros. Para esta curva se desea conocer la sobre elevación necesaria y su grado de curvatura correspondiente.

Datos

$$V_{\text{proyecto}} = 80 \text{ Km/h}$$

$$S_{\max} = 0,10$$

$$R = 300 \text{ metros}$$

$$s = ?$$

$$G = ?$$

Solución:

Con la ayuda de la tabla N° 2.3 y la velocidad de proyecto se tiene el coeficiente de fricción lateral $f_t = 0,140$.

Entonces, se determina el radio mínimo:

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (80)^2}{0,08 + 0,140}$$

$$R_{\min} = 209,73 \text{ [m]}$$

Por lo tanto, la sobre elevación necesaria para la curva con radio de 300 metros, se obtiene mediante la ecuación (2.6):

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max} = \left(\frac{209,73}{300} \right) \times 0.10$$

$$\boxed{s = 0.07}$$

El grado de curvatura correspondiente, se halla mediante la ecuación (2.2):

$$G = \frac{1145,92}{R} = \frac{1145,92}{300}$$

$$\boxed{G = 3^{\circ}49'11''}$$

Ej. 2.3.- Se esta proyectando una autopista con una velocidad de 110 Km/h. una de las curvas horizontales dispondrá de un radio de 1500 metros. Calcular la sobre elevación necesaria para esta curva, si la sobre elevación máxima según las especificaciones del proyecto es de: a) 0.12; b) 0.10; c) 0.08 y d) 0.06 respectivamente.

Datos

$$V_{\text{proyecto}} = 110 \text{ Km/h}$$

$$R = 1500 \text{ metros}$$

$$s = ?$$

$$S_{\max} = 0.12; 0.10; 0.08 \text{ y } 0.06$$

Solución:

Con la ayuda de la tabla N° 2.3 y la velocidad de proyecto se obtiene el coeficiente de fricción lateral $f_t = 0,125$.

a) Para una $S_{\max} = 0.12$ se obtiene el radio mínimo con la ecuación (2.4):

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (110)^2}{0,12 + 0,125}$$

$$R_{\min} = 388,43 \text{ [m]}$$

Por tanto, la sobre elevación necesaria para la curva de radio 1500 metros, se determina mediante la ecuación (2.6):

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max} = \left(\frac{388,43}{1500} \right) \times 0.12$$

$$\boxed{s = 0.031}$$

b) Para una $S_{\max} = 0.10$ se obtiene el radio mínimo con la ecuación (2.4):

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (110)^2}{0,10 + 0,125}$$

$$R_{\min} = 422,96[m]$$

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max} = \left(\frac{422,96}{1500} \right) \times 0.10$$

$$\boxed{s = 0.028}$$

c) Para una $S_{\max} = 0.08$ se obtiene el radio mínimo con la ecuación (2.4):

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (110)^2}{0,08 + 0,125}$$

$$R_{\min} = 464,23[m]$$

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max} = \left(\frac{464,23}{1500} \right) \times 0.08$$

$$\boxed{s = 0.025}$$

d) Para una $S_{\max} = 0.06$ se obtiene el radio mínimo con la ecuación (2.4):

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (110)^2}{0,06 + 0,125}$$

$$R_{\min} = 514,41[m]$$

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max} = \left(\frac{514,41}{1500} \right) \times 0,06$$

$$\boxed{s = 0,021}$$

Ej. 2.4.- Calcular el radio de la curva circular horizontal a partir del cual la sobre elevación es igual al bombeo del 0.02, para una velocidad de proyecto de 90 Km/h y una sobre elevación máxima de 0.12.

Datos

$$R = ?$$

$$s = 0,02$$

$$V_{\text{proyecto}} = 90 \text{ Km/h}$$

$$S_{\max} = 0,12$$

Solución:

Con la ayuda de la tabla N° 2.3 y la velocidad de proyecto se obtiene el coeficiente de fricción lateral $f_t = 0,135$.

Para una $S_{\max} = 0,12$ se obtiene el radio mínimo:

$$R_{\min} = \frac{0,007865 \times v^2}{S_{\max} + f_t} = \frac{0,007865 \times (90)^2}{0,12 + 0,125}$$

$$R_{\min} = 249,83[\text{m}]$$

De la ecuación (2.6) despejamos “R”:

$$s = \left(\frac{R_{\min}}{R} \right) \times S_{\max}$$

$$R = \left(\frac{R_{\min}}{s} \right) \times S_{\max} = \left(\frac{249,83}{0,02} \right) \times 0,12$$

$$\boxed{R = 1498,98 [\text{m}]}$$

Ej. 2.5.- Un tramo de carretera prácticamente a nivel tiene como velocidad límite máxima 80 Km/h. Si sobre este tramo un conductor viaja a una velocidad de 92 Km/h, ¿Qué distancia adicional a la de proyecto necesitaría para tener su vehículo en caso de un frenado de emergencia.

Datos

$$p = 0$$

$$v_{\text{proyecto}} = 80 \text{ Km/h}$$

$$v_0 = 92 \text{ Km/h}$$

$$v_f = 0 \text{ Km/h}$$

Distancia adicional = ?

Solución:

i) Con la ayuda de la tabla N° 2.4 y la velocidad de proyecto se obtiene:

- La velocidad de marcha $v_0 = 71 \text{ Km/h}$.
- Un coeficiente de fricción longitudinal $f_l = 0,310$.

La distancia de parada para la velocidad de proyecto de 80 Km/h, según los datos anteriores será:

$$D_p = (0,694 \times v_0) + \frac{v_0^2}{254 \times (f_l \pm p)} = (0,694 \times 71) + \frac{71^2}{254 \times (0,310 \pm 0)}$$

$$\boxed{D_p = 113,29 \text{ [m]}}$$

ii) Con la ayuda de la tabla N° 2.4 y la velocidad de marcha $v_0 = 92 \text{ Km/h}$ se obtiene:

- Un coeficiente de fricción longitudinal $f_l = 0,295$.

Por lo tanto, la distancia de parada para una $v_0 = 92 \text{ Km/h}$ será:

$$D_p = (0,694 \times v_0) + \frac{v_0^2}{254 \times (f_l \pm p)} = (0,694 \times 92) + \frac{92^2}{254 \times (0,295 \pm 0)}$$

$$\boxed{D_p = 176,81 \text{ [m]}}$$

Esto significa que la distancia adicional para detener el vehículo en caso de un frenado de emergencia es:

$$176,81 - 113,29 = 63,52 \text{ [m]}$$

Nota: Es importante advertir que esta distancia adicional puede ser reducida si la habilidad del conductor y las condiciones presentes le permitan controlar la emergencia sin detener su vehículo.

Ej. 2.6.- El esquema de la figura N° 2.8, muestra a un vehículo en un frenado de emergencia sobre una carretera que tiene una pendiente descendente del 4%. Inicialmente el vehículo derrapa sobre la calzada en pavimento asfáltico dejando huellas en una longitud de 38 metros y, finalmente, sobre el acotamiento en grava, donde se detuvo deja huellas en una longitud de 15 metros. Por otros experimentos realizados se sabe que el coeficiente de fricción es de 0.50 sobre superficie asfáltica y de 0.6 sobre grava. Se desea conocer la velocidad del vehículo al inicio del frenado de emergencia y en el momento de abandonar la calzada.

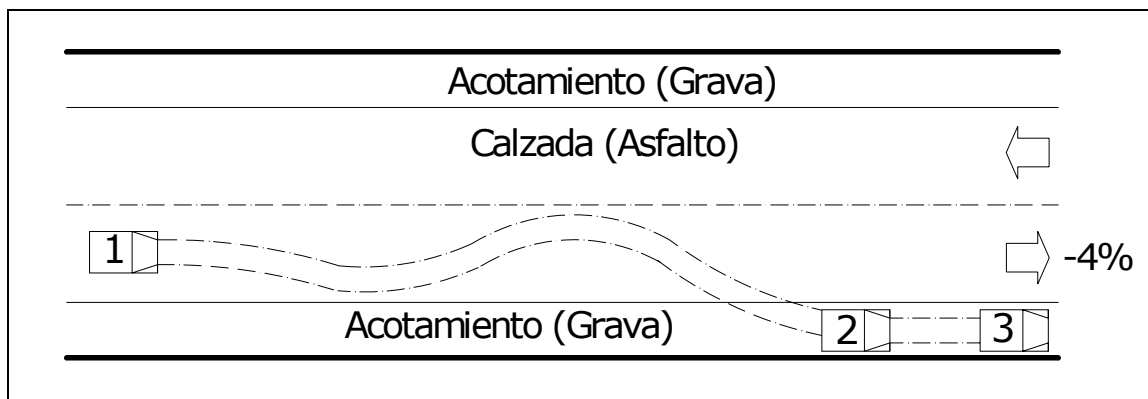


Figura N° 2.8 Esquema de frenado de emergencia

Datos

$p = -4\%$ (pendiente descendente)

- En la Calzada (Asfalto):

$$d_{f(1-2)} = 38 \text{ m}$$

$$v_1 = ?$$

$$f_{1a} = 0,50$$

- En el Acotamiento (Grava):

$$d_{f(2-3)} = 15 \text{ m}$$

$$v_2 = ?$$

$$f_{lg} = 0,60$$

$$v_3 = 0 \text{ Km/h}$$

Solución:

Para determinar las velocidades se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l \pm p)}$$

- Para el tramo 2-3 sobre el acotamiento de grava se tiene:

$$d_{f(2-3)} = \frac{v_2^2 - v_3^2}{254 \times (f_{lg} - p)}$$

Reemplazando valores:

$$15 = \frac{v_2^2 - 0}{254 \times (0,60 - 0,04)}$$

Despejando v_2 :

$$v_2 = \sqrt{254 \times (0,60 - 0,04) \times 15}$$

$$\boxed{v_2 = 46,2 \text{ [Km/h]}}$$

- Para el tramo 1-2 sobre la calzada de asfalto se tiene:

$$d_{f(1-2)} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{254 \times (f_{la} - p)}$$

Reemplazando valores:

$$38 = \frac{v_1^2 - 46,2^2}{254 \times (0,50 - 0,04)}$$

Despejando v_1 :

$$v_1 = \sqrt{[254 \times (0,50 - 0,04) \times 38] + 46,2^2}$$

$$v_1 = 81,1 \text{ [Km/h]}$$

Nota: Este problema presenta procedimientos para determinar:

Velocidades aproximadas de vehículos comprometidos con accidentes o colisiones y de esta manera definir responsabilidades o culpabilidades.

Ej. 2.7.- El esquema de la figura N° 2.9, se refiere a una prueba de frenados de emergencia, para los cuales se tiene:

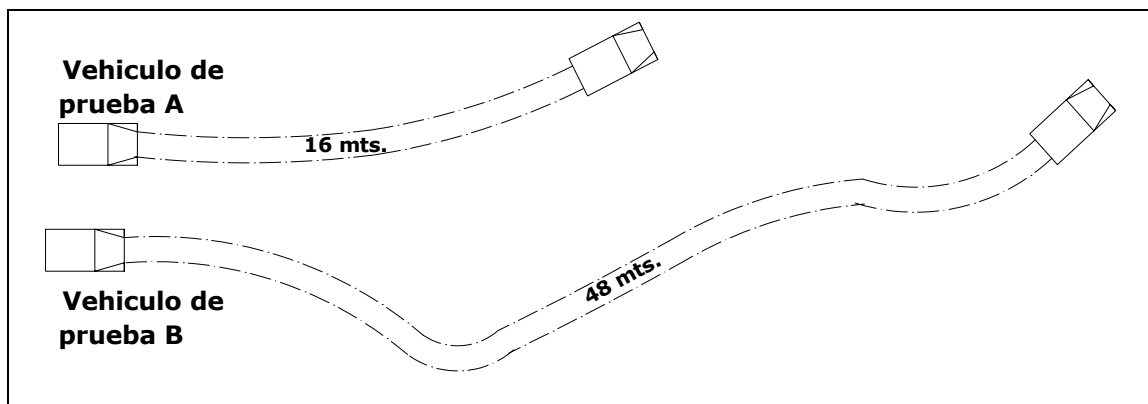


Figura N° 2.9 Esquema de frenado de emergencia

El vehículo de prueba *A* deja huellas sobre la superficie de rodamiento en una longitud de 16 metros, desde una velocidad de 48 Km/h hasta detenerse. El vehículo de prueba *B* también es sometido a frenado sobre la misma superficie de rodamiento, dejando huellas en una longitud de 48 metros hasta detenerse. Se quiere conocer la velocidad inicial del segundo vehículo, sabiendo que el experimento se realizó sobre una pendiente longitudinal ascendente del 2%.

Datos

$p = + 2\%$ (*Pendiente Ascendente*)

- Vehículo de prueba *A*:

$d_{f(A)} = 16 \text{ m}$ (*Distancia de frenado del vehículo de prueba A*)

$v_{0(A)} = 48 \text{ Km/h}$ (*Velocidad inicial del vehículo de prueba A*)

$v_{f(A)} = 0 \text{ Km/h}$ (*Velocidad final del vehículo de prueba A*)

- Vehículo de prueba B:

$d_{f(B)} = 48 \text{ m}$ (Distancia de frenado del vehículo de prueba B)

$v_{0(B)} = ? \text{ Km/h}$ (Velocidad inicial del vehículo de prueba B)

$v_{f(B)} = 0 \text{ Km/h}$ (Velocidad final del vehículo de prueba B)

Solución:

Para determinar las velocidades iniciales se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l \pm p)}$$

a) Para el vehículo de prueba A sobre la superficie de rodamiento se tiene:

$$d_{f(A)} = \frac{v_{0A}^2 - v_{fA}^2}{254 \times (f_l + p)}$$

Reemplazando valores:

$$16 = \frac{48^2 - 0}{254 \times (f_l + 0,02)}$$

Despejando f_l :

$$f_l = \left(\frac{48^2 - 0}{254 \times 16} \right) - 0,02$$

$$\boxed{f_l = 0,547}$$

Nota 1: El coeficiente de fricción longitudinal “ f_l ” para ambos vehículos de prueba es el mismo debido a que ambas pruebas se realizaron sobre la misma superficie de rodamiento.

b) Para el vehículo de prueba B sobre la superficie de rodamiento se tiene:

$$d_{f(B)} = \frac{v_{0B}^2 - v_{fB}^2}{254 \times (f_l + p)}$$

Reemplazando valores:

$$48 = \frac{v_{0B}^2 - 0}{254 \times (0,547 + 0,02)}$$

Despejando v_{0B} :

$$v_{0B} = \sqrt{254 \times (0,547 + 0,02) \times 48}$$

$$v_{0B} = 83,1 \text{ [Km/h]}$$

Nota 2: Este problema presenta procedimientos para determinar:

1° Coeficientes de fricción longitudinal “f_l” entre llantas y superficie de rodamiento.

2° Velocidades aproximadas de vehículos comprometidos con accidentes o colisiones y de esta manera definir responsabilidades o culpabilidades.

Ej. 2.8.- Un conductor que viaja a 86 Km/h sobre un pavimento mojado, observa al frente un obstáculo sobre la calzada a una distancia de 135 metros, y detiene su vehículo justamente a tiempo al lado del obstáculo. Suponiendo un tiempo de percepción-reacción normal, determine la pendiente de la rasante.

Datos

$v_0 = 86 \text{ Km/h}$ (Velocidad de marcha sobre pavimento mojado)

$d_f = 135 \text{ m}$ (Distancia de frenado)

$v_f = 0 \text{ Km/h}$ (Velocidad final del vehículo)

$p = ?$

Solución:

Con la ayuda de la tabla N° 2.4 y la velocidad de marcha $v_0 = 86 \text{ Km/h}$ se obtiene que el coeficiente de fricción longitudinal es $f_l = 0,300$.

Para determinar la pendiente “p” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l \pm p)}$$

Reemplazando valores:

$$135 = \frac{86^2 - 0}{254 \times (0,300 \pm p)}$$

Despejando la pendiente “p”:

$$\pm p = \left(\frac{86^2 - 0}{254 \times 135} \right) - 0,300$$

$$\boxed{p = -0.084}$$

Ej. 2.9.- La velocidad límite máxima en un tramo de carretera a nivel es de 80Km/h. un conductor que circula en dicho tramo sobre pavimento mojado ve a 135 metros una señal de protección de una obra, sin embargo, su vehículo tiene una colisión con ella a una velocidad de 55 Km/h. Determine en cuanto ha sobrepasado la velocidad límite.

Datos

$p = 0 \%$ (Carretera a nivel)

$V_{\text{proyecto}} = 80 \text{ Km/h}$

$d_f = 135 \text{ m}$ (Distancia de frenado)

$v_f = 55 \text{ Km/h}$ (Velocidad final del vehículo)

$v_0 = ? \text{ Km/h}$ (Velocidad inicial sobre pavimento mojado)

Solución:

Con la ayuda de la tabla N° 2.4 y la velocidad de proyecto $v_{\text{proyecto}} = 80 \text{ Km/h}$ se obtiene que el coeficiente de fricción longitudinal es $f_l = 0,31$

Para determinar la velocidad “ v_0 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l \pm p)}$$

Reemplazando valores:

$$135 = \frac{v_0^2 - 55^2}{254 \times (0,310 \pm 0)}$$

Despejando la velocidad “ v_0 ”:

$$v_0 = \sqrt{254 \times (0,310 + 0) \times 135 + 55^2}$$

$$v_0 = 116,85 \text{ [Km/h]}$$

Por lo que, el vehículo ha sobrepasado la velocidad límite en:

$$116,85 - 80 = 36,85 \text{ [Km/h]}$$

Ej. 2.10.- Un vehículo que se encontraba en un frenado de emergencia, derrapa inicialmente en un puente sobre una superficie de concreto (coeficiente de fricción longitudinal sobre concreto $f_{lc}=0.70$) dejando huellas en una longitud de 20 metros. En seguida al salir del puente, derrapa sobre la superficie asfáltica (coeficiente de fricción longitudinal sobre asfalto $f_{la}=0.50$) de la calzada a una longitud de 30 metros. Finalmente, luego de salirse de la calzada, derrapa en el acotamiento sobre grava (coeficiente de fricción longitudinal sobre grava $f_{lg}=0.60$) dejando huellas en una longitud de 15 metros, donde se detuvo.

- Dibuje un esquema de la situación presentada.
- Determine la velocidad del vehículo al inicio del derramamiento, si este circulaba en un tramo a nivel.
- Determine la velocidad al inicio del derrapamiento si el vehículo circulaba en una pendiente descendente del 5%.
- Lo mismo si circulaba en una pendiente ascendente del 5%.
- Comente y concluya comparando los resultados anteriores.

Datos

- Tramo 1-2 (*Superficie de concreto Pórtland*)
 $f_{l(c)} = 0.70$ (*Coeficiente de fricción longitudinal sobre concreto*)
 $d_{f(c)} = 20 \text{ m}$ (*Distancia de frenado*)
- Tramo 2-3 (*Superficie Asfáltica*)
 $f_{l(a)} = 0.50$ (*Coeficiente de fricción longitudinal sobre asfalto*)
 $d_{f(a)} = 30 \text{ m}$ (*Distancia de frenado*)
- Tramo 3-4 (*Acotamiento sobre Grava*)
 $f_{l(g)} = 0.60$ (*Coeficiente de fricción longitudinal sobre grava*)
 $d_{f(g)} = 15 \text{ m}$ (*Distancia de frenado*)
 $v_{f4} = 0 \text{ Km/h}$ (*Velocidad final*)

Solución:

a)

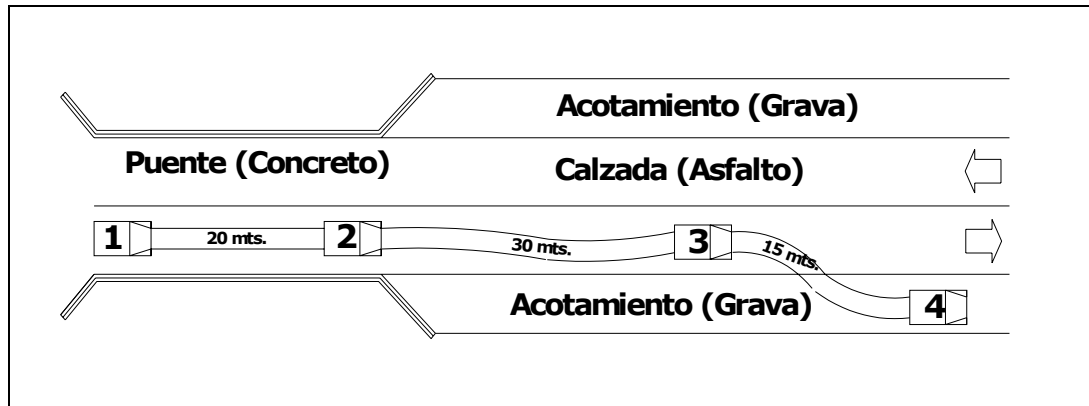


Figura N° 2.10 Esquema de frenado de emergencia

- b) Para la pendiente $p = 0$ (Tramo a nivel).
 $v_1 = ?$ Km/h (Velocidad al inicio del derrapamiento)

Tramo 3-4 (Acotamiento sobre Grava)

Para determinar la velocidad “ v_3 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l \pm p)}$$

$$d_{f_g} = \frac{v_3^2 - v_4^2}{254 \times (f_{l_g} \pm p)}$$

Reemplazando valores:

$$15 = \frac{v_3^2 - 0}{254 \times (0,6 \pm 0)}$$

Despejando la velocidad “ v_3 ”:

$$v_3 = \sqrt{254 \times (0,6 + 0) \times 15}$$

$$v_3 = 47,81 \text{ [Km/h]}$$

Tramo 2-3 (superficie Asfáltica)

Para determinar la velocidad “ v_2 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_{f_a} = \frac{v_2^2 - v_3^2}{254 \times (f_{l_a} \pm p)}$$

Reemplazando valores:

$$30 = \frac{v_2^2 - 47,81^2}{254 \times (0,5 \pm 0)}$$

Despejando la velocidad “ v_2 ”:

$$v_2 = \sqrt{[254 \times (0,5 + 0) \times 30] + 47,81^2}$$

$$v_2 = 78,08 \text{ [Km/h]}$$

Tramo 1-2 (superficie Concreto)

Para determinar la velocidad “ v_1 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_{f_c} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{254 \times (f_{l_c} \pm p)}$$

Reemplazando valores:

$$20 = \frac{v_1^2 - 78,08^2}{254 \times (0,7 \pm 0)}$$

Despejando la velocidad “ v_1 ”:

$$v_1 = \sqrt{[254 \times (0,7 + 0) \times 20] + 78,08^2}$$

$$v_1 = 98,25 \text{ [Km/h]}$$

c) Para la pendiente $p = -0,05$ (Pendiente descendente).

$$v_1 = ? \text{ Km/h}$$

Tramo 3-4 (Acotamiento sobre Grava)

Para determinar la velocidad “ v_3 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l - p)}$$

$$d_{f_g} = \frac{v_3^2 - v_4^2}{254 \times (f_{l_g} \pm p)}$$

Reemplazando valores:

$$15 = \frac{v_3^2 - 0}{254 \times (0,6 - 0,05)}$$

Despejando la velocidad “ v_3 ”:

$$v_3 = \sqrt{254 \times (0,6 - 0,05) \times 15}$$

$$v_3 = 45,78 \text{ [Km/h]}$$

Tramo 2-3 (superficie Asfáltica)

Para determinar la velocidad “ v_2 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_{f_a} = \frac{v_2^2 - v_3^2}{254 \times (f_{l_a} - p)}$$

Reemplazando valores:

$$30 = \frac{v_2^2 - 45,78^2}{254 \times (0,5 - 0,05)}$$

Despejando la velocidad “ v_2 ”:

$$v_2 = \sqrt{[254 \times (0,5 - 0,05) \times 30] + 45,78^2}$$

$$v_2 = 74,33 \text{ [Km/h]}$$

Tramo 1-2 (superficie Concreto)

Para determinar la velocidad “ v_1 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_{f_c} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{254 \times (f_{l_c} - p)}$$

Reemplazando valores:

$$20 = \frac{v_1^2 - 74,33^2}{254 \times (0,7 - 0,05)}$$

Despejando la velocidad “ v_1 ”:

$$v_1 = \sqrt{[254 \times (0,7 - 0,05) \times 20] + 74,33^2}$$

$$\boxed{v_1 = 93,95 \text{ [Km/h]}}$$

d) Para la pendiente $p = +0,05$ (*Pendiente Ascendente*).

$$v_1 = ? \text{ Km/h}$$

Tramo 3-4 (*Acotamiento sobre Grava*)

Para determinar la velocidad “ v_3 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_f = \frac{v_0^2 - v_f^2}{254 \times (f_l + p)}$$

$$d_{f_g} = \frac{v_3^2 - v_4^2}{254 \times (f_{l_g} + p)}$$

Reemplazando valores:

$$15 = \frac{v_3^2 - 0}{254 \times (0,6 + 0,05)}$$

Despejando la velocidad “ v_3 ”:

$$v_3 = \sqrt{254 \times (0,6 + 0,05) \times 15}$$

$$\boxed{v_3 = 49,76 \text{ [Km/h]}}$$

Tramo 2-3 (superficie Asfáltica)

Para determinar la velocidad “ v_2 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_{f_a} = \frac{v_2^2 - v_3^2}{254 \times (f_{l_a} + p)}$$

Reemplazando valores:

$$30 = \frac{v_2^2 - 49,76^2}{254 \times (0,5 + 0,05)}$$

Despejando la velocidad “ v_2 ”:

$$v_2 = \sqrt{[254 \times (0,5 + 0,05) \times 30] + 49,76^2}$$

$$\boxed{v_2 = 81,65 \text{ [Km/h]}}$$

Tramo 1-2 (superficie Concreto)

Para determinar la velocidad “ v_1 ” se hará uso de la ecuación (2.11):

$$d_{f_c} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{254 \times (f_{l_c} + p)}$$

Reemplazando valores:

$$20 = \frac{v_1^2 - 81,65^2}{254 \times (0,7 + 0,05)}$$

Despejando la velocidad “ v_1 ”:

$$v_1 = \sqrt{[254 \times (0,7 + 0,05) \times 20] + 81,65^2}$$

$$\boxed{v_1 = 102,36 \text{ [Km/h]}}$$

e) Comentario y conclusión:

Tabla N° 2.6 Resumen de resultados

PENDIENTE %	V ₃ (Km/h)	V ₂ (Km/h)	V ₁ (Km/h)
0	47,81	78,08	98,25
- 5	45,78	74,33	93,95
+ 5	49,76	81,65	102,36

Ref. Elaboración propia.

Como se observa en la tabla N° 2.6, las velocidades aumentan considerablemente cuando la pendiente esta en ascenso y disminuye cuando la pendiente esta en descenso con respecto a los resultados obtenidos en un tramo a nivel, esto refleja lo que en la vida real sucede normalmente, en conclusión se puede decir que a mayor pendiente ascendente mayor velocidad y a menor pendiente descendente menor velocidad.

CAPITULO 3.

CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

El ingeniero vial debe conocer las características del tránsito, ya que esto le será útil durante el desarrollo de proyectos viales y planes de transporte, en el análisis del comportamiento económico, en el establecimiento de criterios de diseño, en la selección e implantación de medidas de control de tránsito y en la evaluación del desempeño de las instalaciones de transporte.

3.1.- VELOCIDAD (v)

Desde la invención de los medios de transporte, la velocidad se ha convertido en el indicador principal para medir la calidad de la operación a través de un sistema de transporte. En un sistema vial la velocidad es considerada como un parámetro de cálculo para la mayoría de los elementos del proyecto.

Haciendo un análisis de la evolución de los vehículos actuales en lo que respecta a velocidades alcanzadas por los mismos, se hace necesario el estudio de la velocidad para mantener así un equilibrio entre el usuario, el vehículo y la vía en busca de mayor seguridad.

Se define la velocidad como el espacio recorrido en un determinado tiempo. Cuando la velocidad es constante, queda definida como una función lineal de la distancia y el tiempo, siendo su fórmula:

$$v = \frac{d}{t} \quad (3.1)$$

Donde:

v = velocidad constante (km/h)

d = distancia recorrida (km)

t = tiempo de recorrido (h)

3.1.1.- VELOCIDAD DE PUNTO

Conocida también como velocidad instantánea, es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto específico de una vía. Se presentan dificultades prácticas para la medición de la velocidad de punto ya que la misma por definición se presenta en un tramo de recorrido

bastante corto, en la actualidad existen dispositivos de medición de tipo electrónicos y electromecánicos que facilitan su medición, como ser: tubos neumáticos transversales, radares Doppler, .enescopios.

3.1.2.-VELOCIDAD MEDIA TEMPORAL

La velocidad media temporal ó velocidad media-tiempo, es la media aritmética de la velocidad de todos los vehículos que pasan por un punto durante un intervalo de tiempo seleccionado.

Para datos de velocidades de punto no agrupados, la velocidad media temporal se define como:

$$\bar{v}_t = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n} \quad (3.2)$$

Donde:

\bar{v}_t = velocidad media temporal

v_i = velocidad del vehículo i

n = número total de vehículos observados ó tamaño de la muestra

Para datos de velocidades de punto agrupados, la velocidad media temporal se define como:

$$\bar{v}_t = \frac{\sum_{i=1}^m (f_i v_i)}{n} \quad (3.3)$$

$$n = \sum_{i=1}^m f_i \quad (3.4)$$

Donde:

m= número de grupos de velocidad

f_i = número de vehículos en el grupo de velocidad i

v_i = velocidad de punto del grupo “i”

3.1.3.- VELOCIDAD MEDIA ESPACIAL

La velocidad media espacial o velocidad media-espacio, es la media aritmética de las velocidades de los vehículos que en un instante dado ocupan un tramo de una vía.

En un espacio o distancia dados, la velocidad media espacial se calcula dividiendo la distancia entre el promedio de los tiempos empleados por los vehículos en recorrerlo. Su formula matemática es:

$$\bar{v}_e = \frac{d}{\bar{t}} \quad (3.5)$$

$$\bar{t} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{n} \quad (3.6)$$

Donde:

\bar{v}_e = velocidad media espacial

d = distancia dada o recorrida

\bar{t} = tiempo promedio de recorrido

n = número total de vehículos observados ó tamaño de la muestra

También se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\bar{v}_e = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1.0}{v_i} \right)} \quad (3.7)$$

Donde:

v_i = velocidad del vehículo “i”

La velocidad media espacial y la velocidad media temporal no son iguales. J.C. Wardrop demostró que:

$$\bar{v}_t = \bar{v}_e + \frac{S_e^2}{\bar{v}_e} \quad (3.8)$$

$$S_e^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (v_i - \bar{v}_e)^2}{n} \quad (3.9)$$

Donde:

S_e^2 = varianza de la distribución de velocidades en el espacio

En la práctica se hace necesario transformar velocidades medias temporales a velocidades medias espaciales, se obtiene entonces de manera aproximada que:

$$\bar{v}_e = \bar{v}_t - \frac{S_t^2}{\bar{v}_t} \quad (3.10)$$

$$S_t^2 = \frac{\sum_{i=1}^m f_i (v_i - \bar{v}_t)^2}{n} \quad (3.11)$$

Donde:

S_t^2 = varianza de la distribución de velocidades en el tiempo

La velocidad media espacial es igual a la velocidad media temporal únicamente cuando la varianza de la velocidad media espacial es igual a cero, es decir, todos los vehículos transitan a una misma velocidad.

Cuando las velocidades de los vehículos no son iguales, la velocidad media temporal es siempre mayor que la velocidad media espacial; esto se debe a que en un tramo de una vía en estudio, la muestra de velocidades de punto al final del tramo tiende a incluir a algunos vehículos veloces que no estaban en el tramo al inicio del estudio, y a su vez tiende a excluir algunos vehículos lentos que si estaban dentro del tramo de vía. Por otra parte, para el mismo tramo de vía y con ayuda de una fotografía aérea, se tomarían en cuenta solamente los vehículos que se encuentran en dicho tramo en el momento de la exposición.

3.1.4.- VELOCIDAD DE RECORRIDO, GLOBAL O DE VIAJE

Conocida también como velocidad de recorrido total, queda definida como la distancia total recorrida, en un tramo relativamente largo, dividida entre el tiempo total de recorrido. En el tiempo de recorrido se incluye las demoras debidas al tránsito ajenos a la voluntad del conductor, no incluye demoras fuera de la vía como ser: lugares de recreación, restaurantes, estaciones de servicio, etc.

Se obtiene entonces la velocidad de recorrido como un promedio de velocidades desarrolladas por un grupo de vehículos.

3.1.5.- VELOCIDAD DE MARCHA

La velocidad de marcha o velocidad de cruce se define como la distancia total recorrida dividida entre el tiempo de marcha. El tiempo de marcha excluye todas las paradas y demoras.

3.1.6.- VELOCIDAD DE PROYECTO

La velocidad de proyecto o velocidad de diseño, es la velocidad máxima a la cual pueden circular los vehículos con seguridad sobre una sección específica de una vía, cuando las condiciones atmosféricas y del tráfico son tan favorables que las características geométricas del proyecto gobiernan la circulación.

La velocidad de proyecto debe ser seleccionada de acuerdo a: la importancia o categoría de la futura vía, los volúmenes de tráfico, la topografía de la región, uso del suelo y la disponibilidad de recursos económicos. Es conveniente mantener constante la velocidad de proyecto, pero dadas las limitaciones topográficas que se puedan presentar, la velocidad de proyecto puede variar en distintos tramos de la vía.

No se debe usar velocidades de proyecto muy altas, debido a que se encarece la obra y el ahorro de tiempo de viaje no es muy significativo.

Las velocidades de proyecto máximas actualmente son de 112 km/h en E.E.U.U. y de 120 km/h en Europa.

3.1.7.- ESTUDIOS DE VELOCIDAD

Un estudio de velocidad sirve para cuantificar la eficiencia de un sistema vial.

3.1.7.1.- Estudios de velocidad de punto

Los estudios de velocidad de punto para un tramo específico de una vía, sirven para determinar las características de la velocidad en dicho tramo bajo las condiciones atmosféricas y de tráfico al momento de realizar dicho estudio. Las velocidades agrupadas en un tiempo y espacio dados, presentan un coeficiente de dispersión alto, por lo que pueden representarse mediante una distribución normal de velocidades que es lo que mejor se acomoda al tipo de datos.

Los estudios de velocidad de punto se aplican para:

- Determinar la tendencia de velocidades de los vehículos en un tramo especificado
- Determinar la relación entre accidentes y velocidad que pueda ayudar a tomar medidas de corrección para evitar accidentes
- Establecer límites de velocidad máxima y mínima
- Determinar longitudes en zonas de rebase prohibido
- Localizar y definir los tiempos de semaforización

- Evaluar los resultados de algún cambio efectuado en las condiciones y controles de tránsito existentes
- Evaluar los efectos de las distribuciones de las velocidades reales en las características de los elementos geométricos de la vía.
- Realizar estudios de investigación sobre capacidades, efecto de obstrucciones laterales en la velocidad, teoría de flujo vehicular.

Dada la incertidumbre que se tiene para caracterizar la población total de velocidades a partir de variables basadas en una muestra, y debido a que todos los vehículos no viajan a la misma velocidad sino mas bien se acomodan a una distribución de velocidades dentro de un intervalo de comparación, se debe utilizar la estadística descriptiva y la inferencia estadística en el análisis de los datos de velocidad de punto.

3.1.7.2.- Estudios de velocidad de recorrido

Los estudios de velocidad de recorrido sirven para evaluar la calidad del movimiento vehicular a lo largo de una ruta y determinar la ubicación, tipo y magnitud de las demoras del tránsito.

En este tipo de estudios juega un rol importante el tiempo total de recorrido en el que, como ya se definió anteriormente, incluye las demoras debidas al tránsito.

3.2.- DENSIDAD O CONCENTRACIÓN (k)

Se define la concentración o densidad de tráfico como el número de vehículos que ocupan una longitud específica de una vía en un momento dado. Por lo general se expresa en unidades de vehículos por kilómetro (veh/km).

Se puede medir la densidad de tráfico de un tramo de una vía con la ayuda de una fotografía aérea, en la cual se contaría fácilmente las cantidades de vehículos; también es posible calcular la densidad en función de la intensidad y velocidad.

Esta claro que cualquier tramo de vía tiene una densidad máxima, esta situación se da cuando los vehículos están totalmente varados y sin espacios de separación entre ellos; por lo tanto, si se tuviera en el tramo vehículos de una misma longitud, entonces, la densidad o concentración máxima se obtendría como el inverso de la longitud del vehículo.

La fórmula para el cálculo de la densidad es la siguiente:

$$k = \frac{N}{d} = \frac{q}{v} \quad (3.12)$$

Donde:

k = densidad o concentración de tráfico (veh/km)

N = número de vehículos (veh)

d = distancia o longitud (km)

q = intensidad o flujo (veh/h)

v = velocidad (km/h)

3.3.- TASA DE FLUJO O FLUJO (q) Y VOLUMEN (Q)

La tasa de flujo o flujo es la cantidad de vehículos que pasa por un punto o sección transversal de una vía en un tiempo menor a una hora, se puede expresar en unidades de [veh/hora] teniendo en cuenta que no representa exactamente el número de vehículos por hora. Por otra parte el volumen si puede representar una cantidad de vehículos que pasan durante un periodo de tiempo mayor o igual a una hora. Se expresa el flujo de la siguiente manera:

$$q = \frac{N}{T} \quad (3.13)$$

Donde:

q = tasa de flujo o flujo (veh/periodo)

N = número de vehículos que pasan (veh)

T = tiempo o periodo determinado (unidad de tiempo)

3.4.- VOLUMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTOS O TOTALES

Son volúmenes de tránsito que están clasificados de acuerdo al lapso de tiempo determinado para su cálculo, este lapso puede ser un año, un mes, una semana, un día o una hora.

- **TRÁNSITO ANUAL (TA).**- Es el número de vehículos que pasan en el lapso de 365 días consecutivos. (T = 1 año).
- **TRÁNSITO MENSUAL (TM).**- Es el número de vehículos que pasan en el lapso de 30 días consecutivos. (T = 1 mes).

- **TRÁNSITO SEMANAL (TS).**- Es el número de vehículos que pasan en el lapso de 7 días consecutivos. (T = 1 semana).
- **TRÁNSITO DIARIO (TD).**- Es el número de vehículos que pasan en el lapso de 24 horas consecutivas. (T = 1 día).
- **TRÁNSITO HORARIO (TH).**- Es el número de vehículos que pasan en el lapso de 60 minutos consecutivos. (T = 1 hora).

3.5.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIOS (TPD)

El TPD es una medida de tránsito fundamental, está definida como el número total de vehículos que pasan por un punto determinado durante un periodo establecido. El periodo debe estar dado como días completos y además estar comprendido entre 1 a 365 días. En función del número de días del periodo establecido, los volúmenes de tránsito promedio diarios se clasifican en:

- **TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)**

$$\boxed{TPDA = \frac{TA}{365}} \quad (3.14)$$

- **TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO MENSUAL (TPDM)**

$$\boxed{TPDM = \frac{TM}{30}} \quad (3.15)$$

- **TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO SEMANAL (TPDS)**

$$\boxed{TPDS = \frac{TS}{7}} \quad (3.16)$$

3.6.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO HORARIOS (VH)

Su unidad de medida son los vehículos por hora, se clasifican de acuerdo a la hora seleccionada como se detalla a continuación:

3.6.1.- VOLUMEN HORARIO MÁXIMO ANUAL (VHMA)

Es el máximo volumen horario que pasa por un punto o sección transversal de una vía durante un año; es decir, 1 de 8760 horas en la que se registra el mayor volumen de tráfico.

3.6.2.- VOLUMEN HORARIO DE MÁXIMA DEMANDA (VHMD)

Es el máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal de una vía durante 60 minutos consecutivos; representa el periodo de máxima demanda que se registra durante un día.

3.6.3.- VOLUMEN HORARIO-DÉCIMO (10 VH), VIGÉSIMO (20 VH), TRIGÉSIMO ANUAL (30 VH)

Se define el volumen horario décimo anual como aquel que es excedido por 9 volúmenes horarios durante un año determinado. Así mismo el volumen horario vigésimo anual es aquel que es excedido por 19 volúmenes horarios y el volumen horario trigésimo anual que es excedido por 29 volúmenes horarios.

3.6.4.- VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO

El volumen horario de proyecto o volumen horario de diseño, es un volumen proyectado que sirve para determinar las características geométricas de la vía. No se considera el máximo volumen horario como volumen de proyecto ya que se alcanzaría un costo elevado de inversión. La experiencia en otros países ha demostrado que tampoco resulta económico diseñar una vía para un volumen horario mayor al volumen horario trigésimo anual, por lo tanto, se considera al volumen horario trigésimo anual como el de diseño.

3.7.- USO DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

3.7.1.- USO GENERAL DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

Desde un punto de vista general, se utilizan los datos de volúmenes de tránsito en los siguientes campos:

3.7.1.1.- Planeación

- Clasificación sistemática de redes de carreteras
- Estimación de los cambios anuales en los volúmenes de tránsito
- Modelos de asignación y distribución de tránsito
- Desarrollo de programas de mantenimiento, mejoras y prioridades
- Análisis económicos
- Estimaciones de la calidad del aire
- Estimaciones del consumo de combustibles

3.7.1.2.- Proyecto

- Aplicación a normas de proyecto geométrico
- Requerimientos de nuevas carreteras
- Análisis estructural de superficies de rodamiento

3.7.1.3.- Ingeniería de tránsito

- Análisis de capacidad y niveles de servicio en todo tipo de vialidades
- Caracterización de flujos vehiculares
- Zonificación de velocidades
- Necesidad de dispositivos para el control de tránsito
- Estudio de estacionamientos

3.7.1.4.- Seguridad

- Cálculo de índices de accidentes y mortalidad
- Evaluación de mejoras por seguridad

3.7.1.5.- Investigación

- Nuevas metodologías sobre capacidad
- Análisis e investigación en el campo de los accidentes y la seguridad
- Estudio sobre ayudas, programas o dispositivos para el cumplimiento de las normas de tránsito
- Estudios de antes y después
- Estudios sobre el medio ambiente y la energía.

3.7.1.6.- Usos comerciales

- Hoteles y restaurantes
- Urbanismo
- Autoservicios
- Actividades recreacionales y deportivas

3.7.2.- USO ESPECÍFICO DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

Desde un punto de vista específico y dependiendo de la unidad de tiempo en que se expresen los volúmenes de tránsito, estos se utilizan para:

3.7.2.1.- Los volúmenes de tránsito anual (TA)

- Determinar los patrones de viaje sobre áreas geográficas
- Estimar los gastos esperados de los usuarios de las carreteras
- Calcular índices de accidentes
- Indicar las variaciones y tendencias de los volúmenes de tránsito, especialmente en carreteras de cuota

3.7.2.2.- Los volúmenes de tránsito promedio diario (TPD)

- Medir la demanda actual en calles y carreteras
- Evaluar los flujos de tránsito actuales con respecto al sistema vial
- Definir el sistema de arterial de calles
- Localizar áreas donde se necesite construir nuevas vialidades o mejorar las existentes
- Programar mejoras capitales

3.7.2.3.- Los volúmenes de tránsito horario (TH)

- Determinar la longitud y magnitud de los periodos de máxima demanda
- Evaluar deficiencias de capacidad
- Establecer controles en el tránsito, como: colocación de señales, semáforos y marcas viales, jerarquización de calles, sentidos de circulación y rutas de tránsito; y prohibición de estacionamiento, paradas y maniobras de vueltas.
- Proyectar y rediseñar geométricamente calles e intersecciones

3.7.2.4.- Las tasas de flujo (q)

- Analizar flujos máximos
- Analizar variaciones del flujo dentro la hora de máxima demanda.

3.8.- CARACTERÍSTICAS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

Dado el carácter dinámico que presentan los volúmenes de tránsito, es necesario conocer las variaciones periódicas que tiene el mismo dentro de las horas de máxima demanda, en las horas del día, en los días de la semana y en los meses del año. Así mismo, se debe considerar las variaciones de los volúmenes de tránsito en función de su distribución por carriles, su distribución direccional, y su composición.

3.8.1.- DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

La variación de los volúmenes de tránsito por carriles presenta las siguientes características:

- En vías urbanas de 3 o más carriles de operación en un sentido, la mayor velocidad y capacidad se desarrolla en el carril del medio, las paradas de autobuses y los giros a derecha e izquierda hacen que la circulación en los carriles laterales sea mas lento.
- En carreteras, el carril cercano a la faja separadora central es utilizado por vehículos mas rápidos y para rebases, presenta mayores volúmenes de tráfico en el carril inmediato al acotamiento.
- En autopistas, se presentan mayores volúmenes en el carril cercano a la faja separadora central.

Se presenta variaciones de volumen respecto a la distribución direccional en calles que comunican el centro de una ciudad con la periferia, el flujo de tránsito es máximo hacia el centro en las mañanas y hacia la periferia en las tardes y noches.

En lo que respecta a la composición del tránsito, en un análisis de volúmenes se hace importante conocer la cantidad de automóviles, autobuses, camiones, etc., los mismos que se expresan en forma de porcentaje respecto al volumen total.

3.8.2.- VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO EN LA HORA DE MÁXIMA DEMANDA

El valor obtenido de un volumen horario de máxima demanda, no necesariamente es constante a lo largo de toda la hora, existen periodos dentro de la hora donde las tasas de flujo son mayores a la de la hora misma.

Para hacer un análisis de las variaciones de volumen de tráfico en la hora de máxima demanda se utiliza el factor horario de máxima demanda que relaciona el volumen horario de máxima demanda con el flujo máximo. Su fórmula matemática es:

$$\boxed{FHMD = \frac{VHMD}{N(q_{\text{máx}})}} \quad (3.17)$$

Donde:

FHMD = Factor Horario de Máxima Demanda

VHMD = Volumen Horario de Máxima Demanda

N = Número de periodos durante la hora de máxima demanda

$q_{\text{máx}}$ = Flujo máximo

Los periodos de tiempo dentro de la hora de máxima demanda pueden ser 5, 10, 15 minutos. Para un periodo de 15 minutos se tiene:

$$FHMD = \frac{VHMD}{4 \times (q_{\text{máx}_{15}})}$$

Para un periodo de 10 minutos se tiene:

$$FHMD = \frac{VHMD}{6 \times (q_{\text{máx}_{10}})}$$

El máximo valor que puede alcanzar el FHMD es la unidad, que significa que existe una distribución uniforme de flujos máximos dentro de la hora, cuanto mas inferior a la unidad sea el valor de FHMD indica que existen concentraciones de flujos máximos en periodos cortos dentro de la hora.

3.8.3.- VARIACIÓN HORARIA DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

Es la variación que se presenta en los volúmenes de tránsito a lo largo de las horas del día, esta variación depende del tipo de ruta y la actividad que prevalezca sobre la misma, como ser: rutas de tipo agrícola, comercial, turística, etc.

Un ejemplo de variaciones horarias se presenta en las ciudades, los volúmenes de tráfico son bajos en la madrugada, este se incrementa hasta un máximo entre las 07:30 y las 09:30 horas; luego baja para alcanzar otro máximo entre las 14:00 y las 15:00 horas; por último alcanza un tercer máximo entre las 18:00 y las 20:00 horas para luego bajar nuevamente a un mínimo en la madrugada.

3.8.4.- VARIACIÓN DIARIA DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

En carreteras principales se presentan volúmenes estables de lunes a viernes, registrándose valores máximos durante los fines de semana ya que se añade la demanda de usuarios de tipo turístico y recreacional. Existe una notable variación en días de eventos especiales como ser: aniversarios regionales o estatales, navidad, fin de año, competencias deportivas, etc.

3.8.5.- VARIACIÓN MENSUAL DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

Los meses en que las vías presentan máximos volúmenes de tráfico son por lo general los meses de vacación escolar, meses de vacación de fin de año, mes de alguna festividad regional, etc. Por lo general estas variaciones se mantienen constantes año a año siempre que no se realice cambios importantes en el diseño de la vía, en los usos de la tierra, o se construyan vías alternas.

3.9.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO FUTURO

3.9.1.- RELACIÓN ENTRE EL VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO (VHP) Y EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)

Si se elabora una lista con los volúmenes horarios de una vía a lo largo de un año, y se ordena dichos volúmenes en forma descendente obteniendo los volúmenes de la 10^a, 20^{ava}, 30^{ava},....., 100^{ava} hora de máximo volumen, se puede obtener un factor de relación “k” entre el volumen horario de la n-ava hora y el TPDA. Considerando como volumen horario de proyecto a la 30^{ava} hora de máximo volumen se tiene:

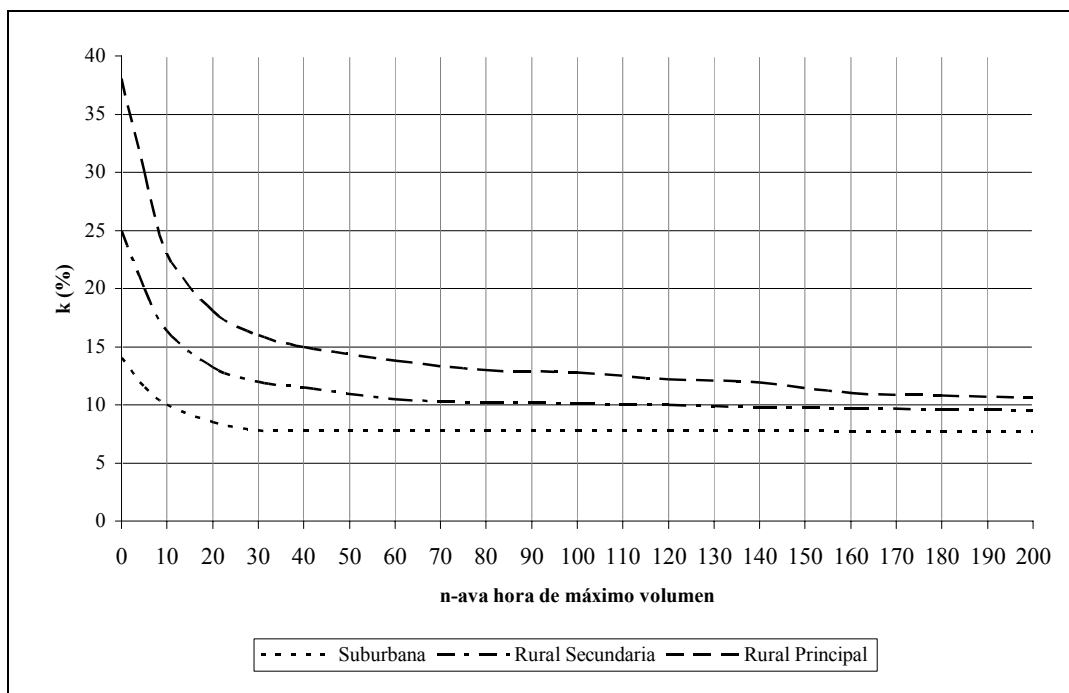
$$k = \frac{30VH}{TPDA} \Rightarrow VHP = k \times (TPDA) \quad (3.18)$$

Donde:

VHP = Volumen Horario de Proyecto (30VH)

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual (del año de proyecto)

k = valor esperado de la relación entre el VH y el TPDA



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 3.1 Relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual TPDA

Graficando el factor de relación “k” vs. “n-ava” hora de máximo volumen para distintos tipos de vialidades, y asumiendo como volumen de proyecto a la 30ava hora, se recomienda los siguientes valores de “k”:

Carreteras Rurales Principales: $k = 0.16$

Carreteras Rurales Secundarias: $k = 0.12$

Carreteras Suburbanas: $k = 0.08$

3.9.2.- RELACIÓN ENTRE EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA) Y EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO SEMANAL (TPDS)

Como no es posible disponer de registros de volúmenes a lo largo de un año en todas las vías, se puede estimar el Tránsito Promedio Diario Anual en base al Tránsito Promedio Diario Semanal como se muestra a continuación:

$$\boxed{\text{TPDA} = \text{TPDS} \pm K \hat{\sigma}} \quad (3.19)$$

$$\boxed{\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \times \left(\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right)} \quad (3.20)$$

$$\boxed{S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{TD}_i - \text{TPDS})^2}{n-1}}} \quad (3.21)$$

Donde:

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual

TPDS = Tránsito Promedio Diario Semanal

K = número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado

$\hat{\sigma}$ = estimador de la desviación estándar poblacional

S = desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito diario

n = tamaño de la muestra en número de días de aforo

N = tamaño de la población en número de días del año

TD_i = volumen de tránsito del día “i”

Tabla N° 3.1 Valores de K para distintos niveles de confiabilidad

Nivel de Confiabilidad (%)	K
89.6	1.5
90.0	1.64
95.0	1.96
96.0	2.0
98.1	2.5

Ref. Apuntes de clase

3.9.3.-AJUSTE DE VOLÚMENES DE TRÁNSITO

Si se realiza el ajuste de volúmenes de tránsito en una vía que no cuenta con registro de volúmenes de tránsito permanentes, entonces, se puede obtener el Tránsito Promedio Diario de dicha vía utilizando factores de ajuste calculados de otra vía de similares características mediante la siguiente relación:

$$\boxed{TPD_i = TD_i \times F_m \times F_d} \quad (3.22)$$

$$\boxed{F_m = \frac{TPDA}{TPDM}} \quad (3.23)$$

$$\boxed{F_d = \frac{TPDS}{TD}} \quad (3.24)$$

Donde:

TPD_i = Tránsito Promedio Diario del día i

TD_i = Tránsito Diario del día i

F_m = Factor de ajuste mensual

F_d = Factor de ajuste diario

3.9.4.-PRONÓSTICO DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO FUTURO

El tránsito futuro es el volumen de tráfico que tendrá la vía cuando esté completamente en servicio. Está compuesto por el tránsito actual y el incremento del tránsito al año de proyecto tal como se muestra en la expresión siguiente:

$$\boxed{TF = TA + IT} \quad (3.25)$$

Donde:

TF = tránsito futuro

TA = tránsito actual

IT = incremento del tránsito al año de proyecto

Por otra parte, el tránsito actual no toma en cuenta solamente los volúmenes de tráfico obtenidos ya sean mediante aforos, encuestas de origen-destino ó estudios socioeconómicos; sino también el tránsito atraído a la nueva o vía mejorada por razones de comodidad, ahorros en el tiempo de viaje, características geométricas, seguridad y

comodidad. Está claro que en una apertura de camino no se tiene tránsito existente, por lo tanto, el tránsito actual está compuesto solamente por el tránsito atraído. El tránsito actual se expresa como:

$$TA = TE + Tat$$

Donde:

TA = tránsito actual

TE = tránsito existente

Tat = tránsito atraído

El incremento del tránsito es el volumen que se espera tener en la vía al año de proyecto. Está compuesto por el crecimiento normal del tránsito, el tránsito generado y el tránsito desarrollado.

El crecimiento normal del tránsito está en función de la necesidad del uso de vehículos por las personas.

El tránsito generado consta de viajes vehiculares distintos a los de servicio público, que no se realizarían sin la construcción de la nueva vía. El tránsito generado está compuesto a su vez por tres categorías: el tránsito inducido, o nuevos viajes no realizados previamente por ningún modo de transporte; el tránsito convertido, o nuevos viajes que previamente se hacían masivamente en taxi, autobús, tren, avión o barco, y que por razón de la nueva vía se harían en vehículos particulares; y el tránsito trasladado, consistente en viajes previamente hechos a destinos completamente diferentes, atribuibles a la atracción de la nueva vía y no al cambio del uso del suelo. Se cuantifica el tránsito generado como un porcentaje que varía entre el 5% y el 25% del tránsito actual con un periodo de generación de uno a dos años después de la puesta en funcionamiento de la vía.

El tránsito desarrollado se produce debido a las mejoras en el suelo adyacente a la carretera, se cuantifica el tránsito desarrollado como un 5% del tránsito actual con un periodo de generación de muchos años después de la puesta en funcionamiento de la vía. Se puede expresar el incremento del tránsito como sigue:

$$IT = CNT + TG + TD$$

Donde:

IT = Incremento del tránsito

CNT = Crecimiento normal del tránsito

TG = Tránsito generado

TD = Tránsito desarrollado

Reemplazando cada uno de los elementos desarrollados con anterioridad se tiene la expresión general para el pronóstico del tránsito futuro en una vía:

$$\boxed{TF = TE + Tat + CNT + TG + TD} \quad (3.26)$$

El factor de proyección se puede calcular con la siguiente expresión:

$$FP = \frac{TF}{TA} = \frac{TA + IT}{TA} = \frac{TA + CNT + TG + TD}{TA} \Rightarrow FP = 1 + \frac{CNT}{TA} + \frac{TG}{TA} + \frac{TD}{TA}$$

El valor del factor de proyección para un periodo de 20 años varia entre 1.5 a 2.5.

3.9.5.- INDICES DE CRECIMIENTO

Se puede pronosticar también el tránsito futuro mediante índices de crecimiento aplicados a métodos aritméticos y geométricos.

El método aritmético se utiliza para poblaciones pequeñas con volúmenes bajos de tráfico, su expresión es la siguiente:

$$\boxed{TF = TA (1 + ni)} \quad (3.27)$$

Donde:

n = número de años

i = tasa o rata de crecimiento

El método geométrico se utiliza para poblaciones con volúmenes de tráfico alto, su expresión es la siguiente:

$$\boxed{TF = TA (1 + i)^n} \quad (3.28)$$

Los factores de proyección anual parcial y total se calculan mediante las siguientes fórmulas:

$$\boxed{FP_{\text{parcial}} = \frac{(1 + i)^n - 1}{ni}} \quad (3.29)$$

$$\boxed{FP_{\text{total}} = \frac{(1 + i)^n - 1}{i}} \quad (3.30)$$

3.10.- AFOROS DE VOLUMEN

Los aforos de volumen realizados en un punto o sección de una vía nos permiten obtener datos relacionados con el movimiento de automóviles respecto al tiempo y espacio, las características de los aforos dependen del tipo de análisis solicitado en una vía. Los aforos de volumen sirven para efectuar:

- Estudios prioritarios de conservación (mantenimiento)
- Estudios prioritarios de construcción
- Estudios prioritarios de señalización
- Estudios de accidentes en la zona

3.10.1.- MÉTODOS DE AFORO

3.10.1.1.- Método manual

Este método de aforo consiste en el llenado de planillas elaboradas de acuerdo al tipo de datos a recabar en la vía, a cargo de una o varias personas. Los tipos de datos pueden ser:

- Composición vehicular
- Flujo direccional y por carriles
- Volúmenes totales

El tiempo de aforo pueden ser periodos de una hora o menos, un día, un mes o un año.

3.10.1.2.- Método mecánico

Se realiza mediante dispositivos mecánicos instalados en la vía, estos dispositivos son:

- Detectores neumáticos: consiste en un tubo neumático colocado en forma transversal sobre la calzada que registra mediante impulsos causados por las ruedas de los vehículos el conteo de los ejes del mismo.
- Contacto eléctrico: consiste en una placa de acero recubierta por una capa de hule que contiene una tira de acero flexible, que al accionar de las ruedas del vehículo cierra circuito y procede al conteo respectivo, con este dispositivo se pueden realizar conteos por carril y sentido.
- Fotoeléctrico: consiste en una fuente emisora de luz colocada a un lado de la vía, realiza el conteo de vehículos cuando estos interfieren con la luz del dispositivo.

- Radar: lanza ondas que al ser interceptadas por un vehículo en movimiento cambian de frecuencia, realizando así el conteo.
- Fotografías: se toman fotografías del tramo y después se procede al conteo de vehículos.

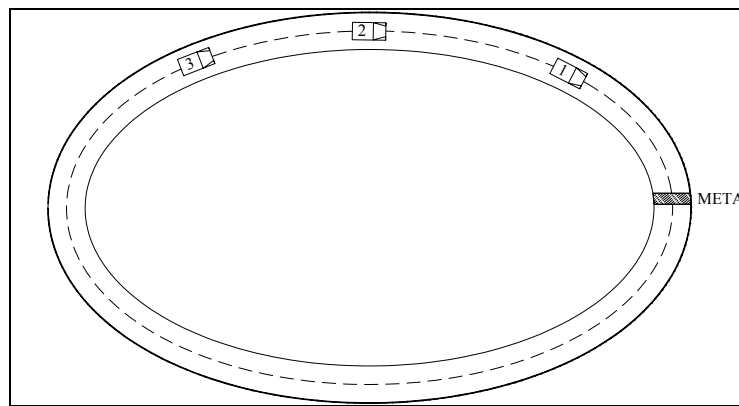
3.10.1.3.- Encuestas de origen y destino

Se utilizan para recopilar datos sobre números y tipos de viajes incluyendo movimiento de vehículos y pasajeros, desde varias zonas de origen hacia zonas de destino. Se utiliza este tipo de encuestas para propósitos de planeación de mejoras o aperturas de vías. Se puede realizar este trabajo de distintas maneras:

- Encuestas a conductores de vehículos: se consulta a los conductores el origen y destino de su trayectoria
- Tarjetas postales a los conductores en movimiento: se entrega tarjetas a los conductores para que estos llenen los datos requeridos en la misma y la envíen a una casilla en particular.
- Placas de vehículos: se registra los números de placas entre dos a mas puntos del área de estudio.
- Encuestas domiciliarias
- Encuestas a pasajeros de transporte público.

3.11.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 3.1.- Se tiene una pista vehicular cerrada de 1.5 km de longitud, tal como se muestra en la figura N° 3.2, en la cual se encuentran circulando tres vehículos a velocidades constantes de 100 km/h, 90 km/h y 60 km/h. Si se realiza un registro de velocidades en la meta, determinar la velocidad media temporal y la velocidad media espacial para los vehículos en este circuito, tomando un intervalo de tiempo de 1.5 horas



Ref. Elaboración propia

Figura N° 3.2 Pista vehicular para el Ej. 3.1

Datos

$$V_1 = 100 \text{ (km/h)}$$

$$V_2 = 90 \text{ (km/h)}$$

$$V_3 = 60 \text{ (km/h)}$$

$$T = 1.5 \text{ (h)}$$

Solución:

- Cálculo de la velocidad media temporal

Como se tiene un circuito cerrado con tres vehículos a distintas velocidades, cada uno forma un grupo de velocidad en el intervalo de tiempo dado, por lo tanto se procede primero al registro de la cantidad de vehículos de cada grupo.

$$f_1 = v_1 \frac{T}{L} \Rightarrow f_1 = 100 \left[\frac{\text{km}}{\text{h}} \right] \times \frac{1.5 [\text{h}]}{1.5 [\text{km}]} \Rightarrow f_1 = 100 \text{ veh}$$

$$f_2 = v_2 \frac{T}{L} \Rightarrow f_1 = 90 \left[\frac{\text{km}}{\text{h}} \right] \times \frac{1.5 [\text{h}]}{1.5 [\text{km}]} \Rightarrow f_2 = 90 \text{ veh}$$

$$f_3 = v_3 \frac{T}{L} \Rightarrow f_3 = 60 \left[\frac{\text{km}}{\text{h}} \right] \times \frac{1.5 [\text{h}]}{1.5 [\text{km}]} \Rightarrow f_3 = 60 \text{ veh}$$

La cantidad total de vehículos registrados durante el periodo es:

$$n = \sum_{i=1}^3 f_i = f_1 + f_2 + f_3 = 100 + 90 + 60 \Rightarrow n = 250 \text{ veh}$$

La velocidad media temporal de los vehículos en el circuito es:

$$\bar{v}_t = \frac{\sum_{i=1}^m (f_i v_i)}{n} = \frac{\sum_{i=1}^3 (f_i v_i)}{250 [\text{veh}]} = \frac{100 [\text{veh}] \times 100 [\text{km/h}] + 90 [\text{veh}] \times 90 [\text{km/h}] + 60 [\text{veh}] \times 60 [\text{km/h}]}{250 [\text{veh}]}$$

$$\boxed{\bar{v}_t = 86.8 [\text{km/h}]}$$

- Cálculo de la velocidad media espacial

$$\bar{v}_e = \frac{250 [\text{veh}]}{\sum_{i=1}^{250} \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{250 [\text{veh}]}{100 [\text{veh}] \left(\frac{1}{100 [\text{km/h}]} \right) + 90 [\text{veh}] \left(\frac{1}{90 [\text{km/h}]} \right) + 60 [\text{veh}] \left(\frac{1}{60 [\text{km/h}]} \right)}$$

$$\boxed{\bar{v}_e = 83.33 [\text{km/h}]}$$

- Cálculo de la velocidad media temporal en función a la velocidad media espacial

$$S_e^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (v_i - \bar{v}_e)^2}{n} = \frac{\sum_{i=1}^{250} (v_i - 83.33 [\text{km/h}])^2}{250 [\text{veh}]}$$

$$S_e^2 = \frac{100(100 - 83.33)^2 + 90(90 - 83.33)^2 + 60(60 - 83.33)^2}{250}$$

$$S_e^2 = 257.8 [\text{km/h}]^2$$

$$\bar{v}_t = \bar{v}_e + \frac{S_e^2}{\bar{v}_e} = 83.33 [\text{km/h}] + \frac{257.8 [\text{km/h}]^2}{83.33 [\text{km/h}]}$$

$$\boxed{\bar{v}_t = 86.42 [\text{km/h}]}$$

- Cálculo de la velocidad media espacial en función de la velocidad media temporal

$$S_t^2 = \frac{\sum_{i=1}^m f_i (v_i - \bar{v}_t)^2}{n} = 257.8 \text{ [km/h]}^2$$

En este caso en particular, la varianza de la distribución de velocidades en el tiempo es igual a la varianza de distribución de velocidades en el espacio.

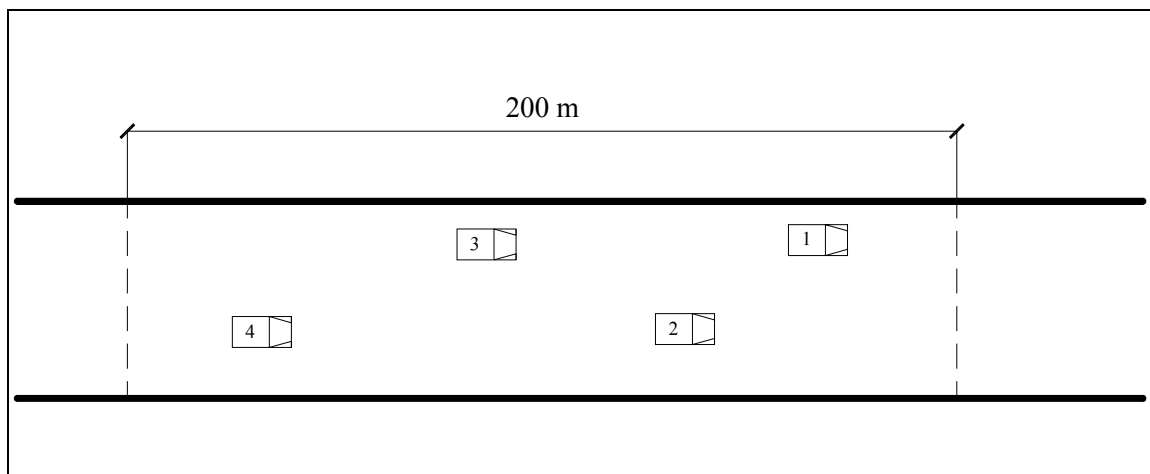
$$\bar{v}_e = \bar{v}_t - \frac{S_t^2}{\bar{v}_t} = 86.42 \text{ [km/h]} - \frac{257.8 \text{ [km/h]}^2}{86.42 \text{ [km/h]}}$$

$$\boxed{\bar{v}_e = 83.43 \text{ [km/h]}}$$

Los valores calculados de la velocidad media temporal en función de la velocidad media espacial y viceversa dan resultados aproximados a los valores de velocidad calculados de manera independiente.

Se debe notar en todo caso que la velocidad media temporal es siempre mayor que la velocidad media espacial.

Ej. 3.2.- Se tiene un tramo de una vía de 200 metros de longitud, en el cual se observan cuatro vehículos circulando a velocidades de 90 km/h, 80 km/h, 70 km/h y 60 km/h tal como se muestra en la figura N° 3.3. Calcular la velocidad media espacial y la velocidad media temporal si el registro de velocidades de punto se lo realiza al final del tramo.



Ref. Elaboración propia

Figura N° 3.3 Tramo de vía para el Ej. 3.2

Datos

$$v_1 = 90 \text{ (km/h)}$$

$$v_2 = 80 \text{ (km/h)}$$

$$v_3 = 70 \text{ (km/h)}$$

$$v_4 = 60 \text{ (km/h)}$$

$$d = 200 \text{ (m)}$$

Solución:**- Cálculo de la velocidad media temporal**

$$\bar{v}_t = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^4 v_i}{4} = \frac{90 [\text{km/h}] + 80 [\text{km/h}] + 70 [\text{km/h}] + 60 [\text{km/h}]}{4}$$

$$\boxed{\bar{v}_t = 75 \text{ [km/h]}}$$

- Cálculo de la velocidad media espacial

$$\bar{v}_e = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{4}{\sum_{i=1}^4 \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{4}{\frac{1}{90 [\text{km/h}]} + \frac{1}{80 [\text{km/h}]} + \frac{1}{70 [\text{km/h}]} + \frac{1}{60 [\text{km/h}]}}$$

$$\boxed{\bar{v}_e = 73.3 \text{ [km/h]}}$$

Ej. 3.3.- Se ha realizado un aforo vehicular durante un periodo de máxima demanda en una sección de una vía, los datos se muestran en la tabla N° 3.2. Calcular el Factor Horario de Máxima Demanda (FHMD) para periodos de 5, 10 y 15 minutos.

Tabla N° 3.2 Registro de aforo vehicular para el Ej. 3.3

HORA	FLUJO CADA 5 MINUTOS	FLUJO CADA 10 MINUTOS	FLUJO CADA 15 MINUTOS
12:00 – 12:05	100	202	306
12:05 – 12:10	102		
12:10 – 12:15	104	209	
12:15 – 12:20	105		
12:20 – 12:25	110	225	330
12:25 – 12:30	115		
12:30 – 12:35	154	314	477
12:35 – 12:40	160		
12:40 – 12:45	163	332	
12:45 – 12:50	169		
12:50 – 12:55	185	380	549
12:55 – 13:00	195		
13:00 – 13:05	205	425	675
13:05 -13:10	220		
13:10 – 13:15	250	565	
13:15 – 13:20	315		
13:20 – 13:25	288	488	803
13:25 – 13:30	200		
13:30 – 13:35	146	276	401
13:35 – 13:40	130		
13:40 – 13:45	125	235	
13:45 – 13:50	110		
13:50 – 13:55	108	213	323
13:55 – 14:00	105		

Ref. Elaboración propia

Solución:

Se observa claramente en la tabla que la hora de máxima demanda corresponde al periodo entre las 12:30 y 13:30 horas. Por lo tanto el Volumen Horario de Máxima Demanda (VHMD) es:

$$\text{VHMD} = 477 + 549 + 675 + 803 = 2504 \text{ vehículos mixtos / hora}$$

-Cálculo del Factor Horario de Máxima Demanda para un periodo de 5 minutos

$$FHMD_5 = \frac{VHMD}{12 (q_{\max_5})} = \frac{2504 \text{ vehiculosmixtos/hora}}{12 \times 315 \text{ vehiculosmixtos/hora}}$$

$$FHMD_5 = 0.66$$

-Cálculo del Factor Horario de Máxima Demanda para un periodo de 10 minutos

$$FHMD_{10} = \frac{VHMD}{6 (q_{\max_{10}})} = \frac{2504 \text{ vehiculosmixtos /hora}}{6 \times 565 \text{ vehiculosmixtos /hora}}$$

$$FHMD_{10} = 0.74$$

-Cálculo del Factor Horario de Máxima Demanda para un periodo de 15 minutos

$$FHMD_{15} = \frac{VHMD}{4 (q_{\max_{15}})} = \frac{2504 \text{ vehiculosmixtos/hora}}{4 \times 803 \text{ vehiculosmixtos/hora}}$$

$$FHMD_{15} = 0.78$$

Se observa en los resultados obtenidos que, mientras mayor sea el periodo de tiempo aforado, el valor de FHMD se aproxima mas hacia la unidad, es decir se tiende a una distribución uniforme de flujo. En el diseño de vías se emplea el $FHMD_{15}$.

Ej. 3.4.- Se ha realizado un aforo vehicular en un tramo de una vía durante una semana completa tal como se muestra en la tabla N° 3.3. Calcular el Tránsito Promedio Diario Anual en función del Tránsito Promedio Diario Semanal para un nivel de confiabilidad del 95%.

Tabla N° 3.3 Registro de aforo vehicular para el Ej. 3.4

DIA	FLUJO DIARIO (veh/día)
Domingo	15702
Lunes	14227
Martes	13511
Miércoles	12004
Jueves	12556
Viernes	13214
Sábado	14897

Ref. Elaboración propia

Solución:

$$TPDS = \frac{TS}{7} = \frac{15702 + 14227 + 13511 + 12004 + 12556 + 13214 + 14897}{7}$$

$$TPDS = 13730 \text{ vehículos mixtos/día}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^7 (TD_i - 13730)^2}{7-1}} \Rightarrow S = 1302 \text{ vehículos mixtos / día}$$

$$\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \times \left(\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right) = \frac{1302}{\sqrt{7}} \times \left(\sqrt{\frac{365-7}{365-1}} \right) \Rightarrow \hat{\sigma} = 488 \text{ vehículos mixtos / día}$$

Para un nivel de confiabilidad del 95%, se tiene el valor $K = 1.96$ (ver tabla N° 3.1), entonces se tiene un TPDA de:

$$TPDA = TPDS \pm K \hat{\sigma} = 13730 \pm 1.96 \times 488$$

$$12773 \text{ vehículos mixtos / día} \leq TPDA \leq 14686 \text{ vehículos mixtos / día}$$

Ej. 3.5.- Se tiene una vía con un tránsito existente de 4800 veh/día, el tránsito atraído estimado es de 800 veh/día, el crecimiento normal del tránsito para un periodo de diseño de 20 años es de 68%, el tránsito generado es de 18% y el tránsito desarrollado es de 29%. Calcular el tránsito futuro de la vía para el año de proyecto.

Datos

$$TE = 4800 \text{ veh/día}$$

$$Tat = 800 \text{ veh/día}$$

$$CNT = 68 \%$$

$$TG = 18\%$$

$$TD = 29\%$$

Solución:

$$TA = TE + Tat = 4800 + 800 \Rightarrow TA = 5600 \text{ veh / día}$$

$$IT = CNT + TG + TD = 0.68 TA + 0.18 TA + 0.29 TA = 1.15 (5600) \Rightarrow IT = 6440 \text{ veh / día}$$

$$TF = TA + IT = 5600 + 6440$$

$$TF = 12040 \text{ veh / día}$$

Ej. 3.6.- Una vía presenta un Tránsito Promedio Diario inicial de 300 veh/día. Determinar el Tránsito Promedio Diario al final de un periodo de proyecto de 10 años con una tasa de crecimiento del parque automotor de 7%, determinar el número total de vehículos que pasan durante este periodo y calcular el Volumen Horario de Proyecto para el año de funcionamiento.

Datos

$$TPD_i = 300 \text{ veh/día}$$

$$n = 10 \text{ años}$$

$$i = 7\%$$

Solución:

-Utilizando el método geométrico de proyección se tiene:

$$TPD_f = TPD_i (1+i)^n = 300(1+0.07)^{10} \Rightarrow TPD_f = 590 \text{ veh / día}$$

$$FP_{\text{total}} = \frac{(1+i)^n - 1}{i} = \frac{(1+0.07)^{10} - 1}{0.07} \Rightarrow FP_{\text{total}} = 13.82$$

El número total de vehículos es:

$$N = TPD_i \times FP_{\text{total}} \times 365 \text{ días} = 300 \times 13.82 \times 365$$

$$N = 1513290 \text{ veh}$$

$$VHP = K \times (TPDA) = 0.12(590 \text{ veh / día}) \Rightarrow VHP = 71 \text{ veh / h / ambos sentidos}$$

-Utilizando el método aritmético de proyección se tiene:

$$TPD_f = TPD_i (1+ni) = 300(1+10 \times 0.07) \Rightarrow TPD_f = 510 \text{ veh / día}$$

$$VHP = K \times (TPDA) = 0.12(510 \text{ veh / día}) \Rightarrow VHP = 61 \text{ veh / h / ambos sentidos}$$

Se observa que el método aritmético de proyección es más conservador.

CAPITULO 4.

MODELOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS DEL FLUJO **VEHICULAR**

El análisis de flujo vehicular llega a ser mejor comprendido con la ayuda de leyes físicas y matemáticas que permiten modelar el comportamiento de circulación de los vehículos en cualquier tipo de vialidad.

El análisis de flujo vehicular presenta tres variables principales que pueden ser expresadas en función de otras variables asociadas. Las variables principales son: el flujo, la velocidad y la densidad. Las variables asociadas son: el volumen, el intervalo, el espaciamiento, la distancia y el tiempo.

4.1.- VARIABLES RELACIONADAS CON EL FLUJO

4.1.1.- TASA DE FLUJO O FLUJO (q) Y VOLUMEN (Q)

La tasa de flujo o flujo es la cantidad de vehículos que pasa por un punto o sección transversal de una vía en un tiempo menor a una hora, se puede expresar en unidades de [veh/hora] teniendo en cuenta que no representa exactamente el número de vehículos por hora. Por otra parte el volumen si representa una cantidad de vehículos que pasan durante una hora. Se expresa el flujo de la siguiente manera:

$$q = \frac{N}{T} \quad (4.1)$$

Donde:

q = Tasa de flujo o flujo (veh/periodo)

N= Número de vehículos que pasan (veh)

T = Tiempo o periodo determinado (unidad de tiempo)

4.1.2.- INTERVALO SIMPLE ENTRE VEHÍCULOS CONSECUTIVOS (h_i)

Es el intervalo de tiempo medido entre el paso de dos vehículos consecutivos usando como referencia puntos homólogos de los mismos. Por lo general se expresa en segundos

4.1.3.- INTERVALO PROMEDIO ENTRE VARIOS VEHÍCULOS (\bar{h})

Es la media aritmética de todos los intervalos simples (h_i) existentes entre los diversos vehículos que circulan por una vialidad. Se expresa en segundos / vehículo y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i}{N-1} \quad (4.2)$$

Donde:

\bar{h} = Intervalo promedio (seg/veh)

N = Número de vehículos (veh)

h_i = Intervalo simple entre el vehículo i y el vehículo “ $i+1$ ”

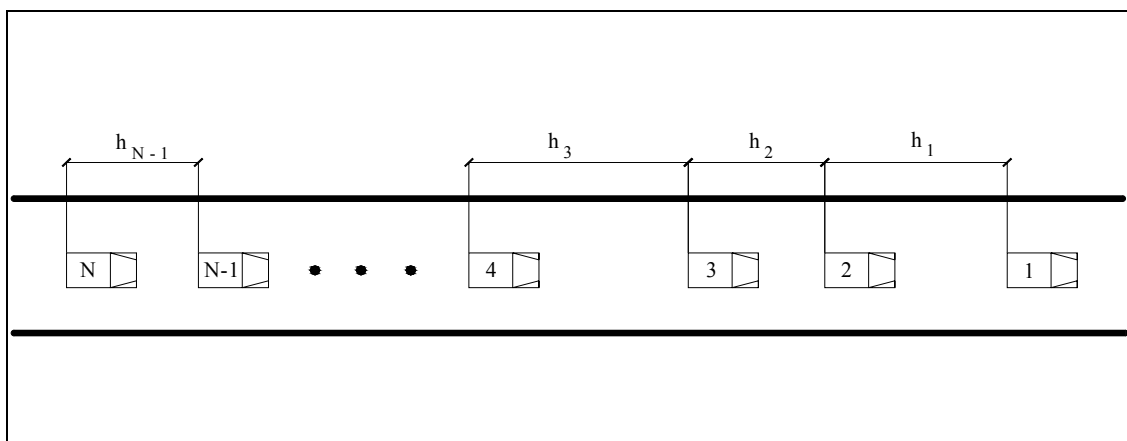
Como las unidades de la tasa de flujo se pueden expresar en [veh/seg], entonces, el intervalo promedio se expresa también como el inverso del flujo.

$$\bar{h} = \frac{1}{q} \quad (4.3)$$

Donde:

\bar{h} = Intervalo promedio (seg / veh)

q = Tasa de flujo o flujo (veh/seg)



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 4.1 Intervalos entre vehículos

4.2.- VARIABLES RELACIONADAS CON LA VELOCIDAD

Las variables relacionadas con la velocidad son las siguientes:

- La velocidad de marcha
- La velocidad instantánea
- La velocidad de recorrido
- La distancia de recorrido
- El tiempo de recorrido
- La velocidad media espacial
- La velocidad media temporal

4.3.- VARIABLES RELACIONADAS CON LA DENSIDAD

4.3.1.- DENSIDAD O CONCENTRACIÓN (k)

Se define la concentración o densidad de tráfico como el número de vehículos que ocupan una longitud específica de una vía en un momento dado. Por lo general se expresa en unidades de vehículos por kilómetro (veh/km). La fórmula para el cálculo de la densidad es la siguiente:

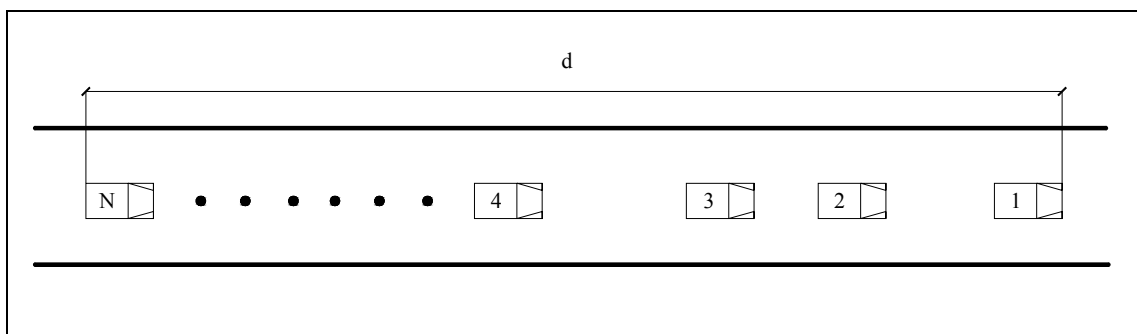
$$k = \frac{N}{d} \quad (4.4)$$

Donde:

k = Densidad o concentración de tráfico (veh/km)

N= Número de vehículos (veh)

d = Distancia o longitud (km)



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 4.2 Densidad o concentración

4.3.2.-ESPACIAMIENTO SIMPLE (s_i)

Es el espacio o distancia medida entre el paso de dos vehículos consecutivos usando como referencia puntos homólogos de los mismos. Por lo general se expresa en metros.

4.3.3.-ESPACIAMIENTO PROMEDIO (\bar{s})

Es la media aritmética de todos los espaciamientos simples (s_i) existentes entre los diversos vehículos que circulan por una vialidad. Se expresa en metros / vehículo y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{s} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} s_i}{N-1} \quad (4.5)$$

Donde:

\bar{s} = Espaciamiento promedio (m / veh)

N= Número de vehículos (veh)

s_i = Espaciamiento simple entre el vehículo i y el vehículo i+1

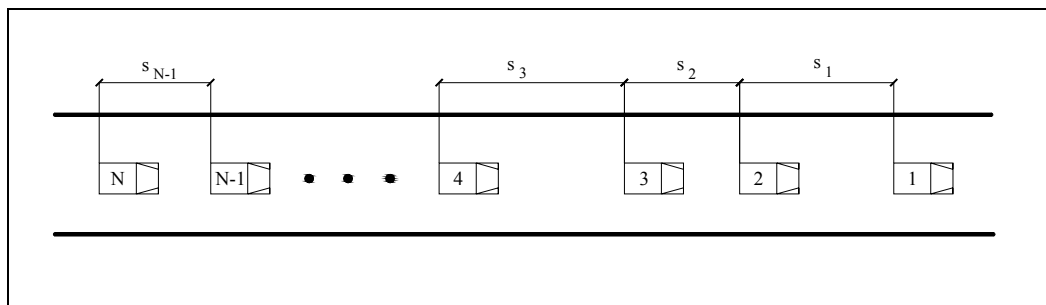
Se puede expresar también el espaciamiento promedio como el inverso de la densidad k, se tiene entonces:

$$\bar{s} = \frac{1}{k} \quad (4.6)$$

Donde:

\bar{s} = Espaciamiento promedio (m/veh)

k = Densidad o concentración (veh/m)

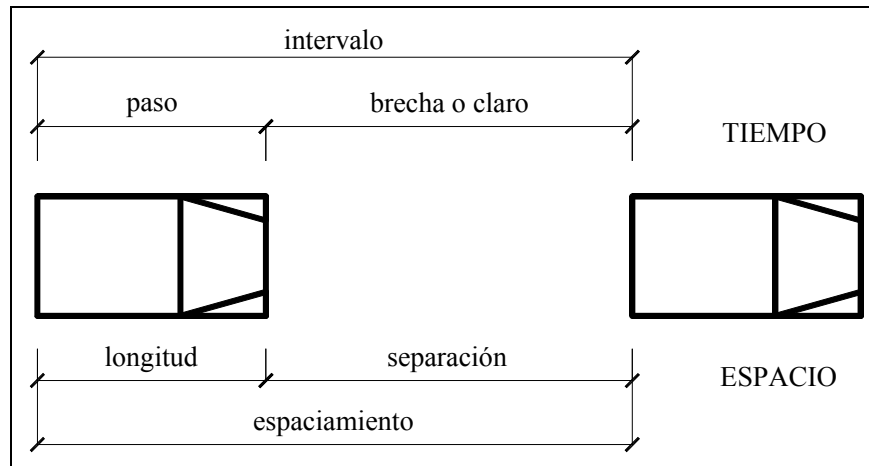


Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 4.3 Espaciamientos entre vehículos

4.4.- RELACION ENTRE EL FLUJO, LA VELOCIDAD Y LA DENSIDAD

Haciendo un resumen gráfico de todas las variables analizadas en este capítulo se tiene:



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 4.4 Relaciones de tiempo y espacio entre vehículos

Considerando un grupo de vehículos que se mueven a una velocidad relativamente constante, se puede formular la siguiente ecuación:

$$\bar{s} = \bar{v}_e \times \bar{h} \quad (4.7)$$

Donde:

\bar{s} = Espaciamiento promedio (distancia)

\bar{v}_e = Velocidad media espacial.

\bar{h} = Intervalo promedio (tiempo)

Además sabemos también que:

$$\bar{h} = \frac{1}{q} \quad \text{y} \quad \bar{s} = \frac{1}{k}$$

Reemplazando estos valores en la ecuación 4.7 se tiene:

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

Despejando de esta ecuación el valor de q se obtiene la ecuación fundamental del flujo vehicular:

$$q = v \times k \quad (4.8)$$

Donde:

q = Tasa de flujo o flujo.

v = Velocidad.

k = Densidad o concentración.

4.5.- MODELO LINEAL DE ANÁLISIS DEL FLUJO VEHICULAR

4.5.1.- RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD Y LA DENSIDAD

El modelo lineal propuesto por B.D. Greenshields supone una relación lineal entre la velocidad y la densidad a partir de la cual se construye un modelo parabólico de volumen-densidad y velocidad-volumen. El modelo lineal propuesto es el siguiente:

$$\bar{v}_e = v_l - \left(\frac{v_l}{k_c} \right) k \quad (4.9)$$

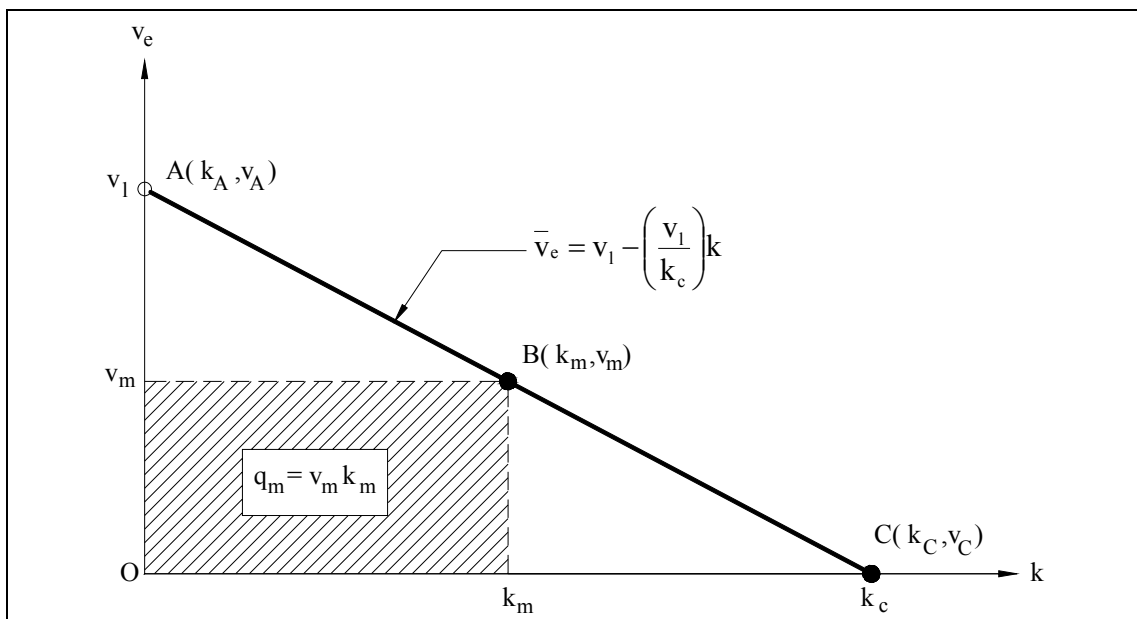
Donde:

\bar{v}_e = velocidad media espacial (km/hora)

v_l = velocidad media espacial a flujo libre (km/hora)

k = densidad (veh/km/carril)

k_c = densidad de congestionamiento (veh/km/carril)



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 4.5 Relación lineal entre la velocidad y la densidad

Para obtener el rectángulo de mayor área (q_m), los valores de v_m y k_m deben ser los siguientes:

$$v_m = \frac{v_l}{2} \quad \text{y} \quad k_m = \frac{k_c}{2}$$

Por lo tanto el valor del flujo máximo (q_m) es:

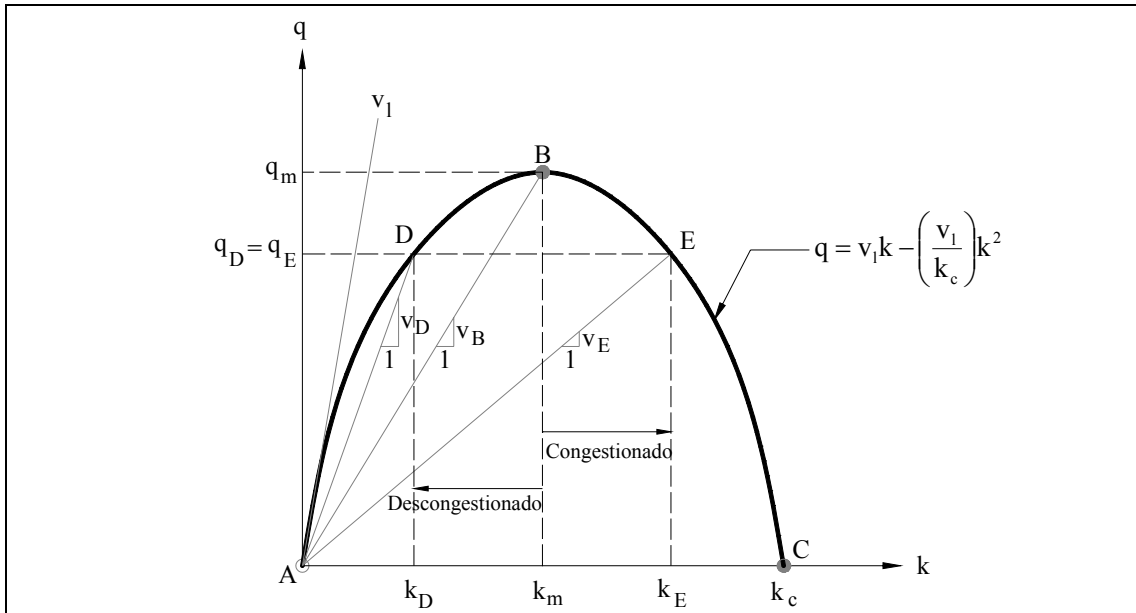
$$q_m = \frac{v_l k_c}{4} \quad (4.10)$$

4.5.2.- RELACIÓN ENTRE EL FLUJO Y LA DENSIDAD

La relación entre el flujo y la densidad se obtiene a partir del modelo lineal propuesto para la velocidad y la densidad, reemplazando la ecuación lineal de la velocidad en la ecuación fundamental del flujo vehicular, tal como se muestra a continuación:

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

$$q = v_l k - \left(\frac{v_l}{k_c} \right) k^2 \quad (4.11)$$



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G

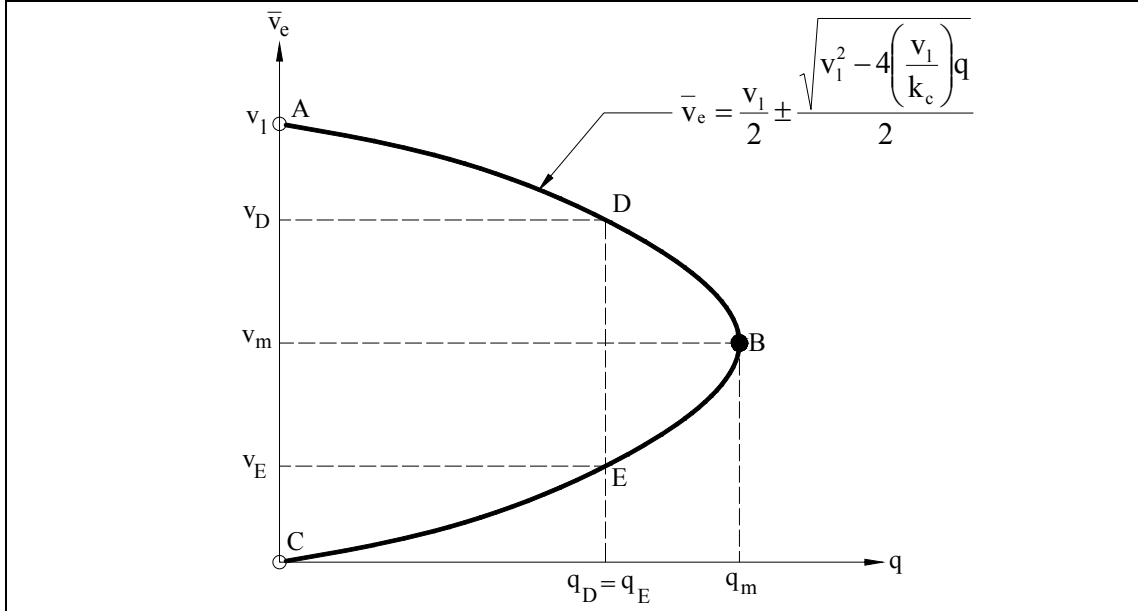
Figura N° 4.6 Relación parabólica entre el flujo y la densidad

4.5.3.- RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD Y EL FLUJO

Se obtiene también esta relación a partir del modelo lineal propuesto, despejando k de la ecuación lineal y reemplazándola en la ecuación fundamental del flujo vehicular. Se expresa como sigue:

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

$$\bar{v}_e = \frac{v_l}{2} \pm \frac{\sqrt{v_l^2 - 4\left(\frac{v_l}{k_c}\right)q}}{2} \quad (4.12)$$



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 4.7 Relación parabólica entre la velocidad y el flujo

4.6.- MODELOS NO LINEALES DE ANÁLISIS DEL FLUJO VEHICULAR

4.6.1.- MODELO LOGARÍTMICO

Este modelo propuesto por H. Greenberg analiza el comportamiento del flujo vehicular de forma análoga a la hidrodinámica de los fluidos compresibles, dando como resultado las siguientes expresiones:

$$\bar{v}_e = v_m \ln\left(\frac{k_c}{k}\right) \quad (4.13)$$

$$q = v_m k \ln\left(\frac{k_c}{k}\right) \quad (4.14)$$

Este modelo da buenos ajustes especialmente en flujos congestionados, pero no funciona bien a bajas densidades. Por lo tanto, para condiciones de flujo máximo se tiene:

$$\begin{aligned} \frac{k}{\bar{v}_e} = \frac{k_m}{v_m} &\Rightarrow v_m = v_m \ln\left(\frac{k_c}{k_m}\right) \Rightarrow \ln\left(\frac{k_c}{k_m}\right) = 1 \Rightarrow k_m = \frac{k_c}{e} \end{aligned}$$

Reemplazando el valor de k_m en la ecuación fundamental del flujo vehicular en condiciones de flujo máximo o capacidad se tiene:

$$q_m = v_m k_m = \frac{v_m k_c}{e} \quad (4.15)$$

4.6.2.- MODELO EXPONENCIAL

Modelo propuesto por R.T. Underwood, formula las siguientes ecuaciones:

$$\frac{v}{v_e} = v_l e^{\frac{k}{k_m}} \quad (4.16)$$

$$q = v_l k e^{\frac{k}{k_m}} \quad (4.17)$$

Este modelo da buenos ajustes para flujos no congestionados, por lo tanto, para condiciones de flujo máximo se tiene:

$$\begin{aligned} k &= k_m \\ \frac{v}{v_e} &= v_m \end{aligned} \Rightarrow v_m = v_l e^{\frac{k_m}{k_m}} \Rightarrow v_m = \frac{v_l}{e}$$

Reemplazando el valor de v_m en la ecuación fundamental del flujo vehicular en condiciones de flujo máximo o capacidad se tiene:

$$q_m = v_m k_m = \frac{v_l k_m}{e} \quad (4.18)$$

4.7.- DESCRIPCIÓN PROBABILÍSTICA DEL FLUJO VEHICULAR

La descripción probabilística del flujo vehicular considera los siguientes aspectos de su comportamiento:

- Los vehículos circulan en grupos con un intervalo promedio de cada uno
- Los vehículos circulan en forma completamente dispersa
- El patrón de llegadas o paso de vehículos corresponde a un proceso aleatorio

La distribución de probabilidades de Poisson formula los siguientes supuestos para su aplicación:

- Cada conductor sitúa su vehículo independientemente de los demás, excepto cuando su espaciamiento es muy pequeño

- El número de vehículos que pasan por un punto en un intervalo de tiempo dado es independiente del número de vehículos que pasan por otro punto durante el mismo intervalo.
- El número de vehículos que pasan por un punto dado en un intervalo de tiempo es independiente del número de vehículos que pasan por el mismo punto durante otro intervalo.

Siguiendo la distribución de llegadas de tipo Poisson, la probabilidad de x llegadas en un intervalo de tiempo t se calcula con la siguiente fórmula:

$$p(x) = P(X = x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \quad (4.19)$$

para $x = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$

$$m = qt$$

Donde:

X = Variable aleatoria que representa el número de llegadas de vehículos a un punto

$p(x)$ = Probabilidad que lleguen exactamente x vehículos al punto durante el intervalo de tiempo t

m = Número promedio de vehículos que se espera lleguen durante el intervalo de tiempo t (vehículos / intervalo)

e = Base de los logaritmos neperianos

Si se calcula la probabilidad de que no lleguen vehículos en el intervalo de tiempo t se tiene (para $t \geq 0$):

$$p(0) = P(X = 0) = \frac{qt^0 e^{-qt}}{0!} \Rightarrow p(0) = e^{-qt} \quad (4.19)$$

Al no llegar ningún vehículo, entonces se tiene un intervalo h mayor o igual que t , entonces se puede formular las siguientes expresiones (para $t, t_1, t_2 \geq 0$):

$$P(h \geq t) = e^{-qt}$$

$$P(h < t) = 1 - P(h \geq t) = 1 - e^{-qt} \quad (4.20)$$

$$P(t_1 < h < t_2) = P(h < t_2) - P(h < t_1) = (1 - e^{-qt_2}) - (1 - e^{-qt_1}) = e^{-qt_1} - e^{-qt_2} \quad (4.21)$$

Se puede calcular también las siguientes probabilidades acumulativas:

-Probabilidad de que lleguen N o menos vehículos

$$P(X \leq N) = \sum_{x=0}^N p(x) = \sum_{x=0}^N \left(\frac{m^x e^{-m}}{x!} \right) \quad (4.22)$$

-Probabilidad de que lleguen más de N vehículos

$$P(X > N) = 1 - P(X \leq N) = 1 - \sum_{x=0}^N \left(\frac{m^x e^{-m}}{x!} \right) \quad (4.23)$$

-Probabilidad de que lleguen menos de N vehículos

$$P(X < N) = \sum_{x=0}^{N-1} p(x) = \sum_{x=0}^{N-1} \left(\frac{m^x e^{-m}}{x!} \right) \quad (4.24)$$

-Probabilidad de que lleguen N o más vehículos

$$P(X \geq N) = 1 - P(X < N) = 1 - \sum_{x=0}^{N-1} \left(\frac{m^x e^{-m}}{x!} \right) \quad (4.25)$$

4.8.-PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 4.1.- Se ha realizado un aforo vehicular en un tramo de vía en periodos de 15 minutos durante una hora con los resultados mostrados en la tabla N° 4.1. Calcular el volumen horario, las tasas de flujo para cada periodo y comparar la tasa de flujo máximo con el volumen horario.

Solución:

Tabla N° 4.1 Registro de aforo vehicular para el Ej. 4.1

PERIODO	FLUJO
12:00 – 12:15	503
12:15 – 12:30	715
12:30 – 12:45	623
12:45 – 13:00	436

Ref. Elaboración propia

- Cálculo del volumen horario

$$Q = 503 + 715 + 623 + 436 = 2277 \text{ vehículos mixtos / hora}$$

- Cálculo de las tasas de flujo para cada periodo

$$q_1 = \frac{N_1}{T_1} = \frac{503 \text{ veh}}{15 \text{ min}} \times 60 \Rightarrow q_1 = 2012 \text{ vehículos mixtos / hora}$$

$$q_2 = \frac{N_2}{T_2} = \frac{715 \text{ veh}}{15 \text{ min}} \times 60 \Rightarrow q_2 = 2860 \text{ vehículos mixtos / hora}$$

$$q_3 = \frac{N_3}{T_3} = \frac{623 \text{ veh}}{15 \text{ min}} \times 60 \Rightarrow q_3 = 2492 \text{ vehículos mixtos / hora}$$

$$q_4 = \frac{N_4}{T_4} = \frac{436 \text{ veh}}{15 \text{ min}} \times 60 \Rightarrow q_4 = 1744 \text{ vehículos mixtos / hora}$$

- Cálculo del volumen horario como tasa de flujo para un periodo de 15 minutos

$$Q(\text{como } q_{15}) = 2277 \frac{\text{veh}}{\text{hr}} \times \frac{0.25 \text{ hr}}{15 \text{ min}} \Rightarrow Q(\text{como } q_{15}) = \frac{569 \text{ vehículos mixtos / hora}}{15 \text{ minutos}}$$

Comparando las tasas de flujo con el volumen horario como tasa de flujo, se puede observar claramente los posibles problemas de congestionamiento en la vía en los periodos de 12:15 a 12:30 y 12:30 a 12:45 horas.

Ej. 4.2.- Se ha realizado un aforo en un punto de una vía durante un periodo de 15 minutos, dando como resultado grupos de 15, 25, 10, 20 vehículos a velocidades de 80, 60, 70, 50 km/h respectivamente. Calcular la tasa de flujo, el intervalo promedio, el espaciamiento promedio y la densidad.

Solución:

- Cálculo de la tasa de flujo para el periodo

$$q = \frac{N}{T} = \frac{15 + 25 + 10 + 20}{15 \text{ min}} \times 60 \Rightarrow q = 280 \text{ veh / h}$$

- Cálculo del intervalo promedio

$$\bar{h} = \frac{1}{q} = \frac{1}{280 \text{ veh/h}} \times 3600 \Rightarrow \bar{h} = 12.9 \text{ seg/veh}$$

- Cálculo del espaciamiento promedio

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

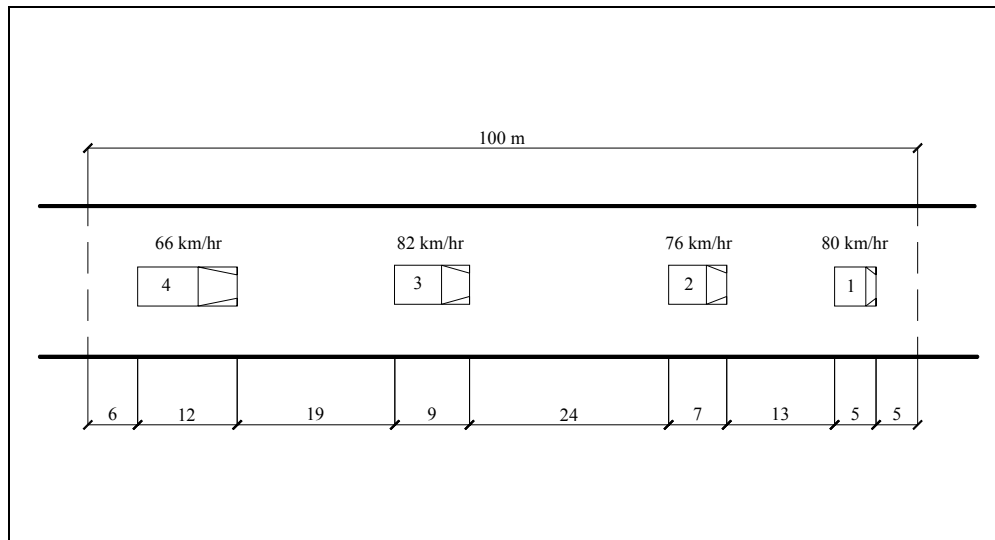
$$\bar{v}_e = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{70 [\text{veh}]}{\sum_{i=1}^{70} \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{70}{15 \left(\frac{1}{80} \right) + 25 \left(\frac{1}{60} \right) + 10 \left(\frac{1}{70} \right) + 20 \left(\frac{1}{50} \right)} = 61.03 \text{ [km/h]}$$

$$\bar{s} = \bar{v}_e \times \bar{h} = 61.03 \left[\frac{\text{km}}{\text{hr}} \right] \times 12.9 \left[\frac{\text{seg}}{\text{veh}} \right] \times \frac{1000}{3600} = 218.7 \text{ [m/veh]}$$

- Cálculo de la densidad

$$\bar{s} = \frac{1}{k} \Rightarrow k = \frac{1}{\bar{s}} = \frac{1}{218.7 [\text{m/veh}]} \times 1000 \Rightarrow k = 5 [\text{veh/km}]$$

Ej. 4.3.- En una sección de 100 metros de longitud, en un instante dado, se encuentran distribuidos 4 vehículos tal como se muestra en la figura N° 4.8. Calcular la densidad y la tasa de flujo considerando sus velocidades constantes.



Ref. Elaboración propia

Figura N° 4.8 Sección de vía para el Ej. 4.3

Solución:**-Cálculo de la densidad**

$$k = \frac{N}{d} = \frac{4 [\text{veh}]}{100 [\text{m}]} \times 1000 = 40 [\text{veh/km}]$$

-Cálculo del flujo

$$v = \bar{v}_e = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{4 [\text{veh}]}{\sum_{i=1}^4 \left(\frac{1}{v_i} \right)} = \frac{4}{\frac{1}{66} + \frac{1}{82} + \frac{1}{76} + \frac{1}{80}} = 75.46 [\text{km/h}]$$

$$q = v \times k = 75.46 [\text{km / h}] \times 40 [\text{veh / km}] = 3018 [\text{veh/h}]$$

Ej. 4.4.- Un tramo de carretera tiene una velocidad a flujo libre de 90 km/hr y una densidad de congestión de 160 veh/km. Calcular utilizando el modelo lineal la capacidad, la densidad y la velocidad correspondiente a un flujo de demanda de 800 veh/hr.

Datos

$$v_l = 90 \text{ (km/hr)}$$

$$k_c = 160 \text{ (veh/km)}$$

$$q = 800 \text{ (veh/hr)}$$

Solución:

-Cálculo de la capacidad utilizando el método lineal

$$q_m = \frac{v_l k_c}{4} = \frac{90 \text{ [km / h]} \times 160 \text{ [veh / km]}}{4} = 3600 \text{ [veh/km]}$$

-Cálculo de la densidad y la velocidad para un flujo de 800 (veh/h)

$$\bar{v}_e = \frac{v_l}{2} \pm \frac{\sqrt{v_l^2 - 4 \left(\frac{v_l}{k_c} \right) q}}{2} = \frac{90}{2} \pm \frac{\sqrt{(90)^2 - 4 \left(\frac{90}{160} \right) \times 800}}{2} = \frac{90}{2} \pm \frac{79.37}{2}$$

$$1) \bar{v}_e = 84.68 \text{ [km / h]}$$

$$2) \bar{v}_e = 5.31 \text{ [km / h]}$$

$$q = v \times k \Rightarrow k = \frac{q}{v} \Rightarrow \begin{cases} 1) k = \frac{800 \text{ [veh / h]}}{84.68 \text{ [km / h]}} = 10 \text{ [veh/km]} \\ 2) k = \frac{800 \text{ [veh / h]}}{5.31 \text{ [km / h]}} = 151 \text{ [veh/km]} \end{cases}$$

Para un mismo flujo vehicular en este caso se tiene distintos valores de velocidad y densidad, en el primer caso a una velocidad alta corresponde a una densidad tráfico baja, en el segundo caso como se tiene una mayor densidad de tráfico, entonces, la velocidad media espacial disminuye.

Ej. 4.5.- Una carretera rural, bajo diferentes condiciones de tránsito, presenta los datos de velocidad media espacial y densidad especificados en la tabla N° 4.8. Determinar la capacidad de esta carretera; utilice la regresión lineal entre la velocidad y la densidad.

Tabla N° 4.2 Valores de Velocidad y Densidad para el Ej. 4.5

VELOCIDAD (km/h)	DENSIDAD (veh/km)
85	13
77	17
72	22
64	28
60	33
56	36
55	38
44	40
33	44
28	47
23	51
21	56
18	63
13	72

Ref. Elaboración propia

Solución:

Haciendo un ajuste lineal de los datos se tiene:

$$\bar{v}_e = -1.4 k + 100.6$$

La capacidad de la carretera viene expresada por la siguiente ecuación:

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

La velocidad media espacial a flujo libre v_l se obtiene cuando la densidad de tráfico es cero, entonces:

$$v_l = -1.4(0) + 100.6 \Rightarrow v_l = 100.6 \text{ [km/h]}$$

La densidad de congestionamiento se obtiene cuando la velocidad media espacial es cero, entonces:

$$0 = -1.4 k_c + 100.6 \Rightarrow k_c = \frac{100.6 \text{ [km/h]}}{1.4 \text{ [km}^2/\text{veh} \times \text{h]}} \Rightarrow k_c = 74 \text{ [veh/km]}$$

La capacidad de la vía es:

$$q_m = \frac{v_l k_c}{4} = \frac{100.6 \text{ [km/h]} \times 74 \text{ [veh/km]}}{4} = 1861 \text{ [veh/h]}$$

Ej. 4.6.- Durante una hora típica en un punto de una vialidad pasan, cada 15 minutos, 40, 50, 20 y 10 vehículos, respectivamente. Para un intervalo de tiempo de 15 minutos, cual es la probabilidad de llegada al punto de 10, 20, 40 y 50 vehículos, la probabilidad de llegada de más de 30 vehículos, la probabilidad de llegada de 20 vehículos como máximo.

Solución:

-Cálculo de la probabilidad de llegada de exactamente 10, 20, 40 y 50 vehículos

$$m_1 = q_1 t_1 = \frac{10[\text{veh}]}{15[\text{min}]} \times 15[\text{min}] = 10[\text{veh}]$$

$$\Rightarrow p(x) = P(X = x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \Rightarrow p(10) = P(X = 10) = \frac{10^{10} e^{-10}}{10!} \Rightarrow p(10) = 0.125$$

$$m_2 = q_2 t_2 = \frac{20[\text{veh}]}{15[\text{min}]} \times 15[\text{min}] = 20[\text{veh}]$$

$$\Rightarrow p(x) = P(X = x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \Rightarrow p(20) = P(X = 20) = \frac{20^{20} e^{-20}}{20!} \Rightarrow p(20) = 0.088$$

$$m_3 = q_3 t_3 = \frac{40[\text{veh}]}{15[\text{min}]} \times 15[\text{min}] = 40[\text{veh}]$$

$$\Rightarrow p(x) = P(X = x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \Rightarrow p(40) = P(X = 40) = \frac{40^{40} e^{-40}}{40!} \Rightarrow p(40) = 0.063$$

$$m_4 = q_4 t_4 = \frac{50[\text{veh}]}{15[\text{min}]} \times 15[\text{min}] = 50[\text{veh}]$$

$$\Rightarrow p(x) = P(X = x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \Rightarrow p(50) = P(X = 50) = \frac{50^{50} e^{-50}}{50!} \Rightarrow p(50) = 0.056$$

-Cálculo de la probabilidad de llegada de más de 30 vehículos.

$$m = qt = \frac{30[\text{veh}]}{15[\text{min}]} \times 15[\text{min}] \Rightarrow m = 30[\text{veh}]$$

$$P(X > N) = 1 - P(X \leq N) = 1 - \sum_{x=0}^N \left(\frac{m^x e^{-m}}{x!} \right)$$

$$\Rightarrow P(X > 30) = 1 - P(X \leq 30) = 1 - \sum_{x=0}^{30} \left(\frac{30^x e^{-30}}{x!} \right) = 1 - 0.548 = 0.452$$

-Cálculo de la probabilidad de llegada de 20 vehículos como máximo

$$m = qt = \frac{20[\text{veh}]}{15[\text{min}]} \times 15[\text{min}] \Rightarrow m = 20[\text{veh}]$$

$$P(X \leq N) = \sum_{x=0}^N p(x) = \sum_{x=0}^N \left(\frac{m^x e^{-m}}{x!} \right) \Rightarrow P(X \leq 20) = \sum_{x=0}^{20} \left(\frac{20^x e^{-20}}{x!} \right) = 0.559$$

CAPITULO 5.

CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

La capacidad se define como el máximo número de vehículos que pueden circular por una vía en un periodo determinado bajo las condiciones prevalecientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control. Refleja la habilidad de la vía para acomodar una corriente de movimiento de vehículos.

El Nivel de Servicio es una medida de la calidad de fluidez.

La Capacidad y Nivel de Servicio estimados son necesarios para la mayoría de las decisiones y acciones en la Ingeniería de Tráfico y Planes de Transportación.

MÉTODO DEL MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS DE LOS ESTADOS UNIDOS (Highway Capacity Manual, Special Report 209, Edición 1998)

5.1.- SECCIONES BÁSICAS DE AUTOPISTA

5.1.1.- INTRODUCCIÓN

Los procedimientos descritos en este tema sirven para analizar la capacidad, requerimientos de vía, efectos del tráfico y características de diseño en las secciones básicas de autopista.

5.1.1.1.- Definiciones

Una autopista puede ser definida como una carretera dividida con control total de accesos y dos o mas vías para el uso exclusivo del tráfico en cada dirección. Las autopistas operan bajo la forma más pura de flujo sin interrupciones, es decir, no existe señalización o paros controlados en las intersecciones, el acceso directo de y a la propiedad adyacente esta limitado a la ubicación de rampas, las direcciones opuestas de fluidez están continuamente separadas por una barrera levantada.

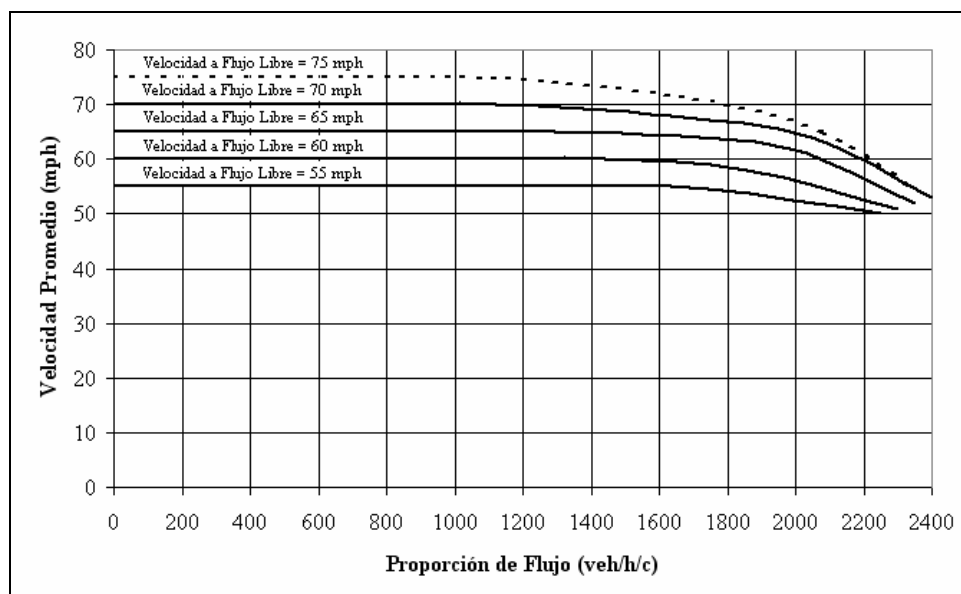
5.1.1.2.- Condiciones ideales para flujo sin interrupciones

Bajo las condiciones ideales una autopista puede operar con una velocidad a flujo libre de por lo menos 70 mi/h (113 km/h). Las condiciones ideales para el flujo en segmentos básicos de autopista son las siguientes:

- Ancho de carril de 12 pies (3.65 metros)
- Distancias laterales libres de obstáculos mínimo 6 pies (1,8 metros), medidas desde el borde de la calzada hasta el obstáculo u objeto. Las barreras situadas en la faja separadora a una distancia mínima de 2 pies (0.60 metros).
- Flujo de tráfico compuesto solamente de vehículos ligeros o livianos (automóviles).
- Diez o más carriles (en vías urbanas).
- Niveles de terreno con pendientes no mayores al 2%.
- Población de conductores regulares familiarizados con la vialidad.
- Intercambio de densidades con espacios de por lo menos 2 millas (3.2 km).

5.1.1.3.- Velocidad a flujo libre

La figura N° 5.1 describe la relación Velocidad – Flujo para fluidez libre en una sección básica de autopista. Se puede observar en la gráfica que la velocidad media se mantiene constante para un flujo de hasta 1300 vehículos/hora/carril (veh/h/c) para una velocidad a flujo libre de 70 mi/h (113 km/h). La velocidad a flujo libre puede medirse en campo como el promedio de velocidad de los automóviles cuando el flujo es menor a 1300 veh/h/c.



Ref: Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.1 Relaciones Velocidad-Flujo

Para obtener curvas de velocidades a flujo libre comprendidas entre 70 mi/h (113 km/h) y 55 mi/h (88 km/h), basta con realizar una simple interpolación. Así también la curva de velocidad a flujo libre de 75 mi/h (121 km/h) fue creada mediante extrapolación de la curva de 70 mi/h (113 km/h), este incremento en la velocidad refleja la evolución del automóvil en nuestros tiempos. Capacidades de 2400 veh/h/c pueden ser considerados para una velocidad a flujo libre de 70 mi/h (113 km/h) o más. Cuando la velocidad a flujo libre decrece, también decrece la capacidad de la vía, por ejemplo: para una velocidad a flujo libre de 55 mi/h (88 km/h) su respectiva capacidad es de 2250 veh/h/c.

5.1.1.4.- Factores que afectan la velocidad a flujo libre

La velocidad a flujo libre en una autopista depende del tráfico y de las características de la vía, los cuales se describen a continuación:

5.1.1.4.1.- Ancho de carril y espacio lateral

Cuando el ancho de carril es menor a 12 pies (3.65 m.), los conductores están forzados a viajar mas juntos el uno al otro de lo que ellos desearían. El efecto de un espacio lateral restringido es similar. Cuando se colocan objetos muy cerca del borde de las vías, los conductores en esas vías estarán bastante cautelosos de ellos, posicionándose los mismos lejanos al borde de la vía. Es mayor el efecto causado por dichos objetos sobre los conductores del carril derecho que del carril central ó izquierdo. A los conductores del carril próximo a la medianera, los espacios laterales no les afecta cuando existe un espacio mínimo de 2 pies (0.60 m.), los conductores del carril próximo a la berma son afectados cuando el espacio lateral es menor a 6 pies (1.80 m.).

5.1.1.4.2.- Número de vías

En la medida que el número de vías incrementa, se incrementa la oportunidad de los conductores de posicionarse los mismos evitando el tráfico de movimiento lento. Por lo general, el tráfico en los carriles del medio o medios se mueven a mayor velocidad que las vías del lado derecho. Una autopista de cuatro carriles (dos en cada dirección) provee menor oportunidad a los vehículos de moverse evitando el tráfico lento que en una autopista de seis u ocho carriles.

5.1.1.4.3.- Intercambio de densidad

Las secciones de autopista con intercambios espaciados muy cercanos, como aquellos desarrollados en áreas urbanas, operan a más bajas velocidades de flujo libre que las secciones de autopistas suburbanas o rurales donde los intercambios son menos frecuentes. El promedio ideal de espacio entre intercambios en una sección larga de 5 a 6 millas (8 a 10 km) es de por lo menos 2 millas (3 km). El menor promedio de espacio de intercambio que puede ser considerado posible a lo largo de la autopista es de ½ milla (0.8 km).

5.1.1.4.4.- Equivalencia de vehículos

El concepto de equivalencia de vehículos está basado en condiciones de observación de autopistas en los cuales la presencia de vehículos pesados, incluyendo camiones, buses y vehículos recreacionales, crean condiciones menores a las ideales, estas condiciones no ideales incluyen más largas y más frecuentes brechas de excesivo espacio tanto delante como detrás del vehículo pesado. El espacio ocupado por un vehículo grande es dos a tres veces más grande que el de un automóvil común.

Para la estimación de capacidad de una autopista, cada vehículo pesado es convertido a su equivalente en número de vehículos ligeros. El factor de conversión usado depende de la proporción de vehículos pesados presentes en el flujo así como la longitud y severidad de las subidas y bajadas.

5.1.1.4.5.- Población de conductores

Una población de conductores familiarizada con la vía repercute en un mayor flujo en comparación con conductores del tipo recreacional.

5.1.2.- METODOLOGÍA

5.1.2.1.- Medidas de rendimiento

Una sección básica de autopista se caracteriza por tres medidas de rendimiento:

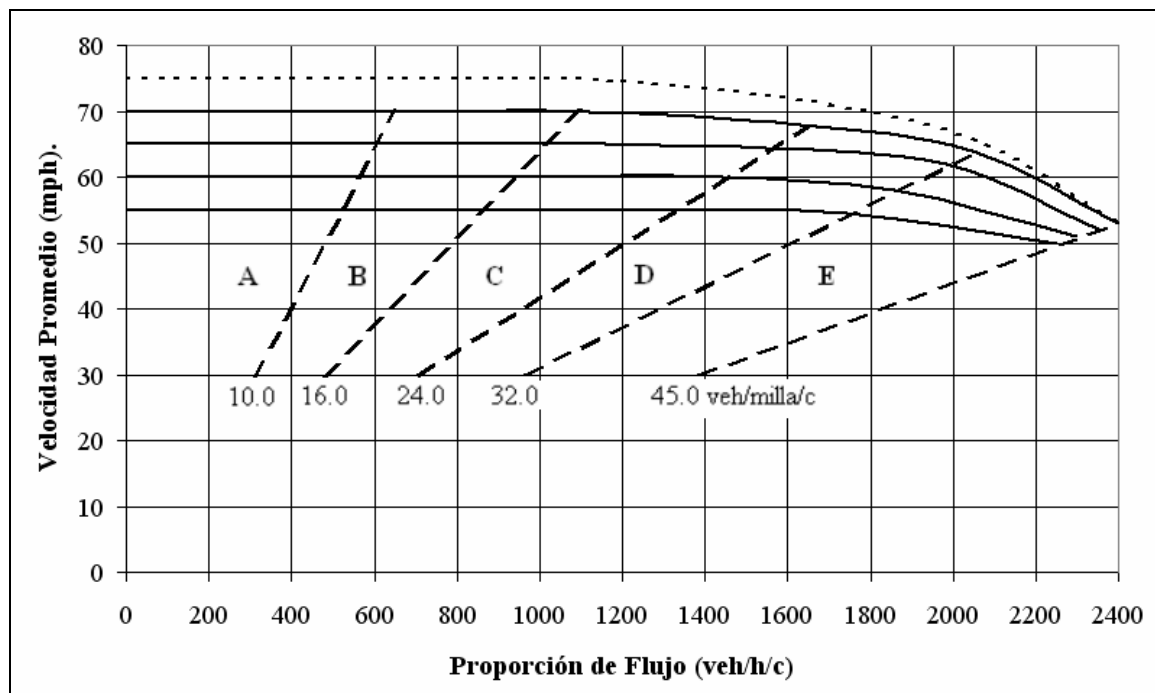
1. Densidad en términos de vehículos por milla por carril (veh/mi/c).
2. Velocidad en términos de velocidad media de los vehículos.
3. Relación volumen/capacidad (v/c).

Estas tres medidas están interrelacionadas. Cuando dos de estas se conocen, la tercera se resuelve de inmediato.

5.1.2.2.- Nivel de servicio (NS)

La densidad es el parámetro usado para definir los niveles de servicio en secciones básicas de autopista, ya que la misma se incrementa al igual que el flujo hasta la capacidad. Los rangos de densidad, velocidad y flujo para cada nivel de servicio se muestran en la tabla N° 5.1.

La figura N° 5.2 muestra las relaciones entre velocidad, flujo y densidad para secciones básicas de autopista. Además muestra la definición de varios niveles de servicio usando sus respectivos valores de densidad.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.2 Criterio de Niveles de Servicio

Tabla N° 5.1 Criterios de NS para Secciones Básicas de Autopista

Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	Velocidad Mínima (mi/h)	Máximo Flujo de Servicio (veh/h/c)	Máxima Relación v/c
Velocidad a Flujo Libre = 75 mi/h				
A	10.0	75.0	750	0.31
B	16.0	75.0	1200	0.50
C	24.0	71.0	1704	0.71
D	32.0	65.0	2080	0.87
E	45.0	53.0	2400	1.00
F	>45	<53	<2400	<1.00
Velocidad a Flujo Libre = 70 mi/h				
A	10.0	70.0	700	0.29
B	16.0	70.0	1120	0.47
C	24.0	68.0	1632	0.68
D	32.0	64.0	2048	0.85
E	45.0	53.0	2400	1.00
F	variable	variable	variable	variable
Velocidad a Flujo Libre = 65 mi/h				
A	10.0	65.0	650	0.28
B	16.0	65.0	1040	0.44
C	24.0	64.5	1548	0.66
D	32.0	62.0	1984	0.84
E	45.0	52.0	2350	1.00
F	variable	variable	variable	variable
Velocidad a Flujo Libre = 60 mi/h				
A	10.0	60.0	600	0.26
B	16.0	60.0	960	0.42
C	24.0	60.0	1440	0.63
D	32.0	58.0	1856	0.81
E	45.0	51.0	2300	1.00
F	variable	variable	variable	variable
Velocidad a Flujo Libre = 55 mi/h				
A	10.0	55.0	550	0.24
B	16.0	55.0	880	0.39
C	24.0	55.0	1320	0.59
D	32.0	54.5	1744	0.78
E	45.0	50.0	2250	1.00
F	variable	variable	variable	variable

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Nivel de Servicio A.- Describe operaciones de libre fluidez, velocidades de libre fluidez prevalecen. Los vehículos son casi completamente libres de maniobrar dentro el tráfico aun en la máxima densidad del NS A, el promedio de espacio entre vehículos es alrededor de 530 pies (161.5 m) ó 26 longitudes de vehículo lo cual permite al motorista un alto nivel de confort físico y psicológico. Los efectos de incidentes o puntos de colapso son fácilmente absorbidos en este nivel.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.3 Nivel de Servicio A

Nivel de Servicio B.- Representa una libre fluidez razonable, y la velocidad a flujo libre es mantenida. El más bajo promedio de espacio entre vehículos es alrededor de 330 pies (100.6 m.) ó 17 longitudes de vehículo. La habilidad para maniobrar dentro del flujo de tráfico esta ligeramente restringida, y el nivel general de confort físico y psicológico proveído a los conductores es aún alto. Los efectos de incidentes menores y puntos de colapso aún son fácilmente absorbidos.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.4 Nivel de Servicio B

Nivel de Servicio C.- Provee un flujo con velocidades iguales o cercanas a la velocidad de flujo libre de autopista. La libertad de maniobrar dentro del flujo de tráfico es notablemente más restringido en el NS C y los cambios de vía requieren más cuidado y vigilancia por parte del conductor. El promedio mínimo de espacio entre vehículos esta en el rango de 220 pies (67 m.) u 11 longitudes de vehículo. Incidentes menores aún pueden ser absorbidos, pero la deterioración local del servicio será sustancial. Se puede esperar la formación de filas detrás de cualquier bloqueo significativo.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.5 Nivel de Servicio C

Nivel de Servicio D.- Es el nivel en el cual la velocidad empieza a declinar ligeramente con el incremento del flujo. La densidad empieza a incrementarse algo más rápidamente con el incremento del flujo.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.6 Nivel de Servicio D

La libertad de maniobrar dentro el flujo de tráfico es notablemente más limitado, y el conductor experimenta un reducido nivel de confort físico y psicológico. Puede esperarse

que cualquier incidente pueda crear filas debido a que el flujo de tráfico tiene un pequeño espacio para absorber turbulencias. El porcentaje mínimo de espaciamiento de vehículos es de aproximadamente 165 pies (50.3 m.) u ocho longitudes de vehículo.

Nivel de Servicio E.- Describe las operaciones en capacidad, las operaciones en este nivel, virtualmente no se tienen espacios usables en el flujo de tráfico.

Los vehículos están espaciados aproximadamente seis longitudes de vehículo, dejando un pequeño espacio para maniobrar dentro del flujo de tráfico a velocidades que aún están sobre las 49 mi/h (78.9 km/h). Cualquier interrupción en el flujo de tráfico, tal como los vehículos entrando de una rampa o un vehículo cambiando de carril puede establecer una onda de interrupción que se propaga a través del flujo del tráfico corriente arriba. En cuanto a la capacidad, el flujo de tráfico no tiene la habilidad para disipar ni siquiera la menor interrupción, y puede esperarse que cualquier incidente produzca un serio colapso con una extensa fila ó enfilamiento vehicular. La maniobrabilidad dentro el flujo de tráfico es extremadamente limitado y el nivel de confort físico y psíquico para el conductor es pobre.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.7 Nivel de Servicio E

Nivel de Servicio F.- Describe colapsos en fluidez vehicular. Tales condiciones generalmente existen dentro las formaciones de fila detrás de puntos de colapso. Tales colapsos ocurren por las siguientes razones:

- Incidentes de tráfico causan una reducción temporal de la capacidad en un corto segmento, así que el número de vehículos llegando a este punto es más grande que el numero de vehículos que salen de el.

- En situaciones previstas, cualquier ubicación donde el proyectado flujo en la hora-pico (u otra) excede la capacidad estimada de la ubicación genera un problema.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.8 Nivel de Servicio F

5.1.2.3.- Relaciones básicas

La determinación del nivel de servicio para una sección básica de autopista generalmente involucra tres componentes:

1. Flujo
2. Velocidad a flujo libre
3. Nivel de servicio

5.1.2.4.- Determinación del flujo o tasa de flujo

El flujo de cada hora debe reflejar los efectos de vehículos pesados, la variación temporal del flujo durante una hora, y las características de la población de conductores.

Estos efectos son reflejados por el ajuste de cada hora de los volúmenes contados o estimados, por lo general expresados en vehículos por hora (veh/h) para llegar a un equivalente de flujo o tasa de flujo expresado en vehículos por hora por carril (veh/h/c).

$$V_P = \frac{V}{FHP \times N \times f_{VP} \times f_C} \quad (5.1)$$

Donde:

v_p = Flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (veh/h/c).

V = Volumen (veh/h).

FHP = Factor de Hora Pico ó Factor Horario de Máxima Demanda.

N = Número de carriles

f_{vp} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

f_c = Factor de ajuste por la población de conductores

5.1.2.5.- Factor de hora pico (FHP)

Representa una variación temporal en el flujo durante una hora. En autopistas, el valor de FHP varía desde 0.80 a 0.95.

5.1.2.6.- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (f_{vp})

Este factor de ajuste se aplica para tres tipos de vehículos: camiones, buses y vehículos recreacionales. Los camiones y buses son tratados por igual, por lo tanto, primero se calcula los vehículos equivalentes para cada camión-bus (E_T) y vehículo recreacional (E_R) para las condiciones de tráfico y características de la vía en estudio, seguidamente y con ayuda de los porcentajes de cada tipo de vehículo (P_T , P_R) en el flujo de tráfico, se calcula el factor f_{vp} .

El efecto de la presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico depende tanto de la composición del flujo vehicular como de las características geométricas de la vía, por lo tanto, en lo que concierne a las características geométricas de la vía se pueden seleccionar vehículos equivalentes para vehículos pesados para una de las siguientes condiciones:

1. Segmentos generales de autopistas: se considera de este tipo cuando ninguna pendiente es lo suficientemente larga para tener un efecto significativo en toda la operación del segmento general. Como una guía, se puede analizar como segmento extendido de autopista un tramo cuando ninguna pendiente de 3 % o mayor es más largo que $\frac{1}{4}$ de milla (402 m.) o donde ninguna pendiente menor de 3 % es mayor que $\frac{1}{2}$ milla (804 m.)
2. Pendientes específicas: cuando no se cumplen las condiciones de pendiente en una longitud dada como se enuncia en el punto anterior, el segmento debe ser analizado por separado por que tiene una influencia significativa en el flujo de tráfico.

5.1.2.6.1.- Equivalencias de vehículos ligeros para segmentos generales de autopistas

Donde sea que un segmento extendido general sea usado, el terreno de la autopista debe ser clasificado como llano, ondulado o montañoso.

Terreno Llano.- Cualquier combinación de pendientes, alineaciones verticales y horizontales que permita a los vehículos pesados mantener la misma velocidad que la de un vehículo ligero es considerado un terreno llano. En un terreno llano se admiten pendientes no mayores al 2%.

Terreno Ondulado.- Cualquier combinación de pendientes, alineaciones horizontales y verticales que provoque que los vehículos pesados reduzcan sus velocidades substancialmente inferior al de los vehículos ligeros pero que no causa que los vehículos pesados operen a velocidades de arrastre por un periodo de tiempo significativo o una frecuencia de intervalos poco frecuentes es considerado como un terreno ondulado.

Terreno Montañoso.- Cualquier combinación de pendientes, alineaciones verticales y horizontales que provoque que los vehículos pesados operen a velocidad de arrastre por distancias significativas o intervalos frecuentes es clasificado como un terreno montañoso.

Velocidad de arrastre.- Se define la velocidad de arrastre como la máxima velocidad sostenida que los camiones pueden mantener en una cuesta ascendente de una pendiente dada. Si alguna pendiente es lo suficientemente larga, los camiones están forzados a desacelerar a velocidad de arrastre, velocidad que los camiones la pueden mantener por distancias extendidas.

El apéndice I expuesto al final de este tema en la sección 5.1.5, muestra el rendimiento de los camiones en terreno montañoso.

La tabla N° 5.2 muestra la equivalencia de vehículos ligeros para segmentos extensos de autopista.

Tabla N° 5.2 Equivalencias de vehículos ligeros para segmentos extensos de autopista.

Categoría	Tipo de Terreno		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T para camiones y buses	1.5	3.0	6.0
E_R para vehículos recreacionales	1.2	2.0	4.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

5.1.2.6.2.- Equivalencia de vehículos ligeros para pendientes específicas

Cualquier autopista con una pendiente menor al 3% para una longitud de más de ½ milla (804 m.) o con una pendientes mayor o igual al 3% para una longitud de ¼ de milla (402 m.) deberían ser considerados como un segmento separado. Para tales segmentos, el procedimiento de análisis debe considerar las condiciones de la cuesta de subida y donde la pendiente sea única, pendientes aisladas de porcentaje constante o parte de una serie de pendientes formando un segmento compuesto.

Las Tablas N° 5.3 y N° 5.4 dan valores de E_T y E_R para secciones específicas con pendientes de subida requiriendo análisis separados. Estos factores varían con el porcentaje de la pendiente, longitud de la pendiente, y porcentaje de camiones y buses en el flujo de tráfico. El máximo valor de E_T y E_R ocurre cuando solo hay unos pocos vehículos en el flujo de tráfico. Las equivalencias disminuyen en la medida en que el número de vehículos pesados aumenta, debido a que estos vehículos tienden a formar grupos y tener características de operación que son más uniformes como grupo que los vehículos ligeros.

La longitud de la pendiente en un tramo de vía incluye toda la porción de la pendiente más algo de la porción de la curva vertical en el principio y en el final de la pendiente. Es recomendable que un cuarto de la distancia de las curvas verticales en el principio y en el final de la pendiente sea incluida en la longitud de la pendiente. Ahí donde dos cuestas de subida consecutivas se presenten, una mitad de la longitud de la curva vertical entre ellas es asignada a la longitud de cada cuesta de subida.

En el análisis de las cuestas, el punto crítico es usualmente al final de la pendiente, donde presumiblemente los vehículos pesados tienen el máximo efecto en las operaciones, como sea, si una unión de rampa esta localizado a mitad de la pendiente, el punto de entrada o salida debe ser un punto crítico para el análisis. En el caso de pendientes compuestas, el punto en el cual los vehículos pesados están en su velocidad de viaje más lento es el punto crítico para el análisis. Si una cuesta de 5% es seguida por otra de 2%, es razonable asumir que al final de la porción del 5% podría ser crítico, debido a que los vehículos podrían acelerar en la porción de la pendiente del 2%.

Tabla N° 5.3 Equivalencias para camiones y buses en subidas específicas.

Pendiente (%)	Longitud (metros)	Equivalente vehículo ligero, E _T								
		Porcentaje de camiones y buses								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todos	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
2	0 - 402	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 - 805	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	805 - 1207	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1207 - 1609	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1609 - 2414	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 2414	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
3	0 - 402	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 - 805	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
	805 - 1207	6.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.0
	1207 - 1609	7.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0
	1609 - 2414	8.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0
	> 2414	8.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
4	0 - 402	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 - 805	5.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5
	805 - 1207	9.5	7.0	6.5	6.0	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5
	1207 - 1609	10.5	8.0	7.0	6.5	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0
	> 1609	11.0	8.0	7.5	7.0	6.0	6.0	5.0	5.0	4.5
5	0 - 402	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 - 536	6.0	4.5	4.0	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.0
	536 - 805	9.0	7.0	6.0	6.0	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5
	805 - 1207	12.5	9.0	8.5	8.0	7.0	7.0	6.0	6.0	5.0
	1207 - 1609	13.0	9.5	9.0	8.0	7.0	7.0	6.5	6.0	5.5
	> 1609	13.0	9.5	9.0	8.0	7.0	7.0	6.5	6.0	5.5
6	0 - 402	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0
	402 - 536	9.0	6.5	6.0	6.0	5.0	5.0	4.0	3.5	3.0
	536 - 805	12.5	9.5	8.5	8.0	6.5	6.5	6.0	6.0	5.5
	805 - 1207	15.0	11.0	10.0	9.5	8.0	8.0	8.0	7.5	6.5
	1207 - 1609	15.0	11.0	10.0	9.5	8.5	8.5	8.0	7.5	6.5
	> 1609	15.0	11.0	10.0	9.5	8.5	8.5	8.0	7.5	6.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Nota: Si la longitud de la pendiente se encuentra en un punto intermedio, aplicar la categoría siguiente. Se puede usar la interpolación para encontrar equivalentes de porcentajes de pendientes intermedias.

Tabla N° 5.4 Equivalencias de vehículos ligeros para vehículos recreacionales en subidas específicas

Pendiente (%)	Longitud (metros)	Equivalente vehículo ligero, E_R								
		Porcentaje Vehículos Recreacionales								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todos	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
3	0 – 805	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 805	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
4	0 - 402	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	402 - 805	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	> 805	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
5	0 - 402	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 - 805	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 805	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
6	0 - 402	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	402 - 805	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	> 805	6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Nota: Si la longitud de la pendiente se encuentra en un punto intermedio, aplicar la categoría siguiente. Se puede usar la interpolación para encontrar equivalentes de porcentajes de pendientes intermedias

5.1.2.6.3.- Equivalencia de vehículos ligeros para bajadas específicas

Se tiene poca información específica sobre el efecto de vehículos pesados en el flujo de tráfico en bajadas. En general, si la pendiente de bajada no es muy severa como para causar que los camiones se mantengan a una caja baja de movimiento, puede ser tratado como un segmento de terreno de nivel, y los equivalentes en vehículos ligeros son seleccionados de acuerdo a esto. Cuando se tiene bajadas más severas, los camiones deben usar a menudo una caja baja para evitar ganar demasiada velocidad y perder el control del vehículo. En tales casos, sus efectos en la fluidez de tráfico son mayores que los que serían en un terreno de nivel.

La tabla N° 5.5 proporciona valores de E_T para bajadas específicas, los vehículos recreacionales pueden ser analizados como si estuvieran en terreno llano.

Tabla N° 5.5 Equivalencias de vehículos ligeros para camiones y buses en bajadas específicas

Pendiente (%)	Longitud (metros)	Equivalente vehículo ligero, ET			
		Porcentaje de Camiones/Buses			
		5	10	15	20
<4	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5
4	≤6436	1.5	1.5	1.5	1.5
4	>6436	2.0	2.0	2.0	1.5
5	≤6436	1.5	1.5	1.5	1.5
5	>6436	5.5	4.0	4.0	3.0
≥6	≤6436	1.5	1.5	1.5	1.5
>6	>6436	7.5	6.0	5.5	4.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

5.1.2.6.4.- Equivalencia de vehículos ligeros para pendientes compuestas

La alineación vertical de todas las autopistas resulta en una serie continua de pendientes. Es necesario a menudo determinar el efecto de una serie de pendientes significativas en sucesión. Considere el siguiente ejemplo: una pendiente de 2% de ½ milla (805 m.) es seguida inmediatamente por una pendiente de 4% de ½ milla (805 m.). En este caso interesa hallar el máximo efecto de los vehículos pesados para la pendiente compuesta, el cual podría ocurrir al final (en la cima) del segmento del 4%.

La técnica más directa es calcular el promedio de la pendiente al punto en cuestión. El promedio de la pendiente se define como la elevación total en pies desde el principio de la pendiente compuesta dividida entre la longitud de la pendiente en pies.

Equivalencias de vehículos ligeros para esta pendiente compuesta puede ser encontrada para una pendiente de 3% y 1 milla (1608 m.) de largo. La técnica de la pendiente promedio tiene un aceptable aproximación para pendientes en las cuales todas las sub-secciones son menores al 4% o el largo total de la pendiente compuesta es menor que 4000 pies (1219 m). Para pendientes compuestas más severas, una técnica detallada que usa curvas de rendimiento de vehículo y velocidades equivalentes para determinar la pendiente simple efectiva para el análisis es presentada en el apéndice I expuesto al final de este tema en la sección 5.1.5.

Para el ejemplo citado arriba tenemos:

$$\text{Elevación total} = (2,640 \text{ pies} \times 0.02) + (2,640 \text{ pies} \times 0.04) = 165.4 \text{ pies.}$$

$$\text{Pendiente promedio} = 165.4/5,280 = 0.03 \text{ o } 3\%.$$

5.1.2.7.- Cálculo del factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

Una vez que los valores de E_T y E_R han sido encontrados, la determinación del factor de ajuste f_{VP} es como sigue:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (5.2)$$

Donde:

E_T, E_R = Equivalentes vehículos ligeros para camiones o buses, y vehículos recreacionales en el flujo del tráfico.

P_T, P_R = Proporción de camiones o buses, y vehículos recreacionales en el flujo de tráfico.

f_{VP} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

En muchos casos, los camiones serán el único tipo de vehículo pesado presente en el flujo de tráfico con un grado significativo.

Donde el porcentaje de vehículos recreacionales sea pequeño comparado con el porcentaje de camiones, es a veces conveniente considerar a todos los vehículos pesados como camiones. Es así que, un flujo de tráfico consistente en un 10% de camiones y un 2% de vehículos recreacionales puede ser analizado como si tuviéramos 12% de camiones. Esto es generalmente aceptable donde el porcentaje de camiones y buses en el flujo de tráfico es por lo menos 5 veces el porcentaje de vehículos recreacionales presentes.

5.1.2.8.- Ajuste por población de conductores

Los conductores que no son regulares o no están familiarizados con las características de las vías, las usan menos eficientemente. Capacidades significativamente bajas han sido reportadas en fines de semana, particularmente en áreas de recreación.

El factor de ajuste por población de conductores f_C es usado para reflejar este efecto. Los rangos de valores para f_C van desde 1.0 a 0.85. En general, el análisis debería seleccionar un valor de $f_C = 1.0$ (usuarios familiarizados), pero hay suficiente evidencia que indica que un menor valor que refleje más tráfico recreacional deba ser aplicado.

5.1.2.9.- Determinación de la velocidad a flujo libre

Velocidad de libre fluidez es la velocidad de vehículos ligeros medidas a un bajo o moderado flujo (hasta 1300 veh/h/c). Dos métodos pueden ser usados para determinar la velocidad a flujo libre de una sección básica de autopista: medición en terreno y estimación con pautas proveídas en este tema. El procedimiento de la medición en terreno es para usuarios que prefieren recoger estos datos directamente. Como sea, la medición en terreno no es necesaria para la aplicación de este procedimiento.

La velocidad a flujo libre puede ser estimada indirectamente sobre la base de las características físicas de la sección de autopista en estudio. Estas características físicas incluyen el ancho de la vía, espacios laterales, intercambios de densidad. La ecuación 5.3 es usada para estimar la velocidad a flujo libre de una sección básica de autopista.

$$\boxed{FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID}} \quad (5.3)$$

Donde:

FFS = Velocidad estimada a flujo libre (mi/h).

FFS_i = Velocidad ideal estimada a flujo libre, 70 ó 75 mi/h (113 ó 121 km/h).

f_{LW} = Factor de ajuste por ancho de carril.

f_{LC} = Factor de ajuste por espacios laterales ó claro lateral.

f_N = Factor de ajuste por número de carriles.

f_{ID} = Factor de ajuste por intercambio de densidad.

Se recomienda un FFS_i = 75 mi/h (121 km/h) para autopistas rurales, y un FFS_i = 70 mi/h (113 km/h) para autopistas urbanas y suburbanas.

5.1.2.9.1.-Ancho de carril

El ancho ideal de un carril es de 12 pies (3.65 m.), cuando el ancho ideal es reducido, la velocidad a flujo libre también disminuye. El factor de ajuste que refleja el efecto de la reducción del ancho de carril se proporciona en la tabla N° 5.6. En la tabla se presentan factores para anchos de carril de 11 y 10 pies (3.35 y 3.05 m.).

Tabla N° 5.6 Factor de ajuste por ancho de carril

Ancho de carril (pies)	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_{LW} (mi/h)
>12	0.0
11	2.0
10	6.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

5.1.2.9.2.- Espacios laterales

Los espacios laterales ideales son: 6 pies (1.8 m.) en el lado derecho y 2 pies (0.6 m.) en el lado izquierdo de la franja de carriles en una dirección. Cuando estos espacios son reducidos, la velocidad a flujo libre también disminuye. El factor de ajuste que refleja este efecto es presentado en la tabla N° 5.7.

Tabla N° 5.7 Factor de ajuste por espacios laterales

Espacio lateral derecho (pies)	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_{LC} (mi/h)		
	Carriles en una dirección		
	2	3	4
≥ 6	0.0	0.0	0.0
5	0.6	0.4	0.2
4	1.2	0.8	0.4
3	1.8	1.2	0.6
2	2.4	1.6	0.8
1	3.0	2.0	1.0
0	3.6	2.4	1.2

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

5.1.2.9.3.-Número de carriles

El número de carriles ideal es de cinco o más (en una dirección). El factor de ajuste puede encontrarse en la tabla N° 5.8.

Tabla N° 5.8 Factor de ajuste por número de carriles

Número de carriles (una dirección)	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_N (mi/h)
≥ 5	0.0
4	1.5
3	3.0
2	4.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

5.1.2.9.4.- Intercambio de densidad

Cuando la densidad de intercambio ideal es alterada, la velocidad a flujo libre disminuye. El efecto causado por este cambio esta representado por los factores mostrados en la tabla N° 5.9. Los intercambios de densidad deben ser rastreados dentro de 6 millas (9.7 km.) del lugar donde se ubica la sección básica de autopista, es decir 3 millas (4.8 km.) corriente arriba y 3 millas (4.8 km.) corriente abajo.

Tabla N° 5.9 Factor de ajuste por intercambio de densidad

Intercambios por milla	Reducción en la velocidad a flujo libre, f_{ID} (mi/h)
≤ 0.50	0.0
0.75	1.3
1.00	2.5
1.25	3.7
1.50	5.0
1.75	6.3
2.00	7.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

5.1.2.9.5.-Determinación del Nivel de Servicio

El nivel de servicio en una sección básica de autopista puede determinarse directamente de la figura N° 5.2 en base a la velocidad a flujo libre y el flujo. El procedimiento es como sigue:

Paso 1: Definir apropiadamente la sección básica de autopista

- Paso 2: Construir la curva de velocidad a flujo libre como las curvas de velocidades mostradas en la figura 5.1.
- Paso 3: Ingresar a la curva construida con el dato obtenido de flujo equivalente (v_p) de las abscisas y determinar la velocidad media y nivel de servicio.
- Paso 4: Determinar la densidad de flujo como se muestra a continuación:

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (5.4)$$

Donde:

D = Densidad (veh/mi/c)

v_p = Flujo (veh/h/c)

S = Velocidad media (mi/h)

El nivel de servicio también puede determinarse usando rangos de densidades proporcionados en la tabla N° 5.1.

5.1.3.-PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN

La metodología presentada en este capítulo puede usarse para efectuar el análisis operacional, análisis de proyecto y análisis de planeamiento de secciones básicas de autopistas.

El análisis operacional involucra la consideración de un presente conocido o autopista proyectada donde ya se tiene definidas las variables geométricas y de tráfico para la misma. El análisis da como resultado el nivel de servicio al cual opera la autopista, así como la velocidad y la densidad.

El análisis de proyecto consiste en determinar el número de carriles necesarios para proporcionar un nivel de servicio deseado para un volumen de demanda y características de tráfico previstas.

El análisis de planeamiento es similar al análisis de proyecto, sin embargo a este nivel no se conocen a detalle las características geométricas y de tráfico como ser: las pendientes de las futuras rasantes, volumen de demanda, composición del tráfico en porcentajes, clasificación del tipo de terreno.

5.1.3.1.- Segmento básico de autopista

Para realizar un análisis de capacidad y nivel de servicio en una autopista se requiere de características uniformes de tráfico y de la vía. Se debe identificar los límites de las secciones básicas que pueden ser: cualquier acceso a la autopista, el principio y fin de cuestas con pendiente simple o compuesta, cualquier punto o sección donde el tráfico o la vía produce un cambio.

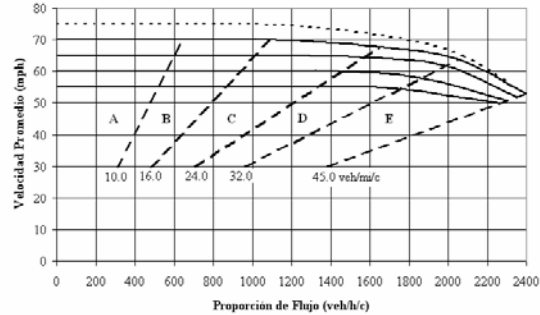
5.1.3.2.- Pasos de cálculo

La hoja de cálculo para todos los tipos de análisis se muestra en la figura N° 5.9 donde de acuerdo al tipo de análisis se ingresa los datos generales y de sitio. La hoja de cálculo mostrada en la figura contempla cuatro tipos de análisis que son:

Análisis Tipo I.- Para este tipo de análisis se cuenta con toda la información a cerca de las características de la vía y condiciones de tráfico a excepción de la velocidad media (S).

La velocidad a flujo libre (FFS) se estima aplicando los ajustes a un FFS ideal determinado por el analista. Finalmente el nivel de servicio se obtiene del gráfico velocidad-flujo ingresando con el flujo equivalente (v_p) hasta que corte la curva específica que se ha seleccionado o construido para la sección básica de autopista en análisis. Este punto de intersección identifica el nivel de servicio y también la velocidad media estimada (S). También se puede obtener el valor de la densidad (D) como el resultado de v_p/S . Este tipo de análisis sirven para estudios operacionales.

Análisis Tipo II.- Se tienen como datos las características de la vía y las condiciones de tráfico excepto la velocidad media (S). El cálculo del flujo equivalente (v_p) se realiza utilizando los factores de equivalencia proporcionados en las tablas N° 5.6 - 5.9. La velocidad a flujo libre puede ser estimada o medida directamente en campo. Se obtiene entonces la velocidad media (S) de la intersección del flujo equivalente (v_p) con la curva de velocidad a flujo libre (FFS_i) para la sección específica en la grafica velocidad-flujo. Se obtiene también como resultado secundario el nivel de servicio y se puede calcular la densidad (D) como el resultado de v_p/S . Este tipo de análisis se realiza para estudios de tiempo de viaje.



Tipo de Análisis	Datos de Entrada	Resultados
I	v_p , FFS	NS
II	v_p , NS, FFS	S
III	FFS, NS	v_p
IV	v_p , NS	N

Información General

Analista _____

Empresa _____

Fecha _____

Tipo de Análisis ☐ I ☐ II ☐ III ☐ IV

Información del lugar

Carretera _____

De / a _____

Jurisdicción _____

Periodo de análisis _____

Año de análisis _____

Flujo (v_p)

E_T _____ Tablas N° 5.2, 5.3, 5.5

E_R _____ Tablas N° 5.2, 5.4

f_{VP} _____ Ecuación 5.2

f_C _____ 0.85 → 1.00

v_p _____ Ecuación 5.1

Condiciones de Tráfico y Carretera

Volumen, V _____ veh/h

Velocidad, S _____ mi/h

Ancho de Carril, LW _____ pies

Número de Carriles, N _____

Espacio lateral derecho, LC _____ pies

Factor de Hora Pico, FHP _____

Intercambio de Densidad, ID _____

% de Camiones y Buses, P_T _____

% de Veh. Recreacionales, P_R _____

Terreno

☐ Llano ☐ Ondulado ☐ Montañoso

Pendiente _____

Longitud _____ mi

Subida/Bajada _____ %

Tipo de Conductores

☐ Habituales ☐ Recreacionales

Velocidad a Flujo Libre (FFS)

FFS_i _____ mi/h

f_{LW} _____ mi/h Tabla N° 5.6

f_{LC} _____ mi/h Tabla N° 5.7

f_N _____ mi/h Tabla N° 5.8*

f_{ID} _____ mi/h Tabla N° 5.9

FFS _____ mi/h Ecuación 5.3

ó _____

FFS _____ mi/h Medido

Nivel de Servicio (NS)

Densidad, D _____ veh/mi/c (v_p/S)

NS _____ Tabla N° 3.1

*Para autopistas rurales, $f_N = 0.0$

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.9 Hoja de cálculo para el análisis de Secciones Básicas de Autopista.

Análisis Tipo III.- Este análisis tiene como objetivo estimar el flujo en una vía, dadas las condiciones de tráfico, características de la carretera y condiciones de velocidad a flujo libre. En este tipo de análisis se tiene como dato el nivel de servicio. Se estima la velocidad a flujo libre (FFS) aplicando los factores de corrección a una velocidad a flujo libre ideal (FFS_i), o también, utilizando una velocidad a flujo libre medida en campo. Una vez establecida la curva de velocidad-flujo específica para la vía en estudio, se puede determinar el flujo que se puede alcanzar para el nivel de servicio especificado. Este flujo debe ser el máximo valor que se pueda encontrar dentro del rango establecido de nivel de servicio. Como resultados secundarios se puede encontrar la velocidad media (S) y la densidad (D). Con este tipo de análisis se puede realizar una programación de mejoras futuras a la vía para mantener la misma en un nivel de servicio de operación.

Análisis Tipo IV.- Este tipo de análisis se usa para establecer el número de carriles (N) requeridos en una vía. Se tiene una velocidad a flujo libre estimada ó medida en campo. Se obtiene el flujo equivalente (v_p) de la intersección de la curva de velocidad-flujo con el límite máximo establecido para el nivel de servicio deseado. De la ecuación 5.1 se despeja N para su respectivo cálculo. Por lo general el valor obtenido de N esta dado en decimales, por lo que es decisión del analista realizar el respectivo redondeo a números enteros de carriles por sentido.

5.1.3.3.- Análisis de planeamiento

Para un análisis de planeamiento se requiere el tránsito promedio diario anual (TPDA) futuro para transformarlo en un volumen horario de proyecto (VHP), usando el factor K y el porcentaje de distribución direccional D, por lo tanto se tiene:

$$\boxed{VHP = TPDA \times K \times D} \quad (5.5)$$

Donde:

VHP = Volumen Horario de Proyecto.

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual.

K = Valor esperado de la relación entre VHP y TPDA.

D = Porcentaje de distribución direccional.

Los valores de K van desde 0.08 para áreas urbanas, de 0.15 a 0.20 para áreas rurales. El porcentaje de distribución direccional varía desde 52 % hasta 80 % en algunas vías rurales,

esto debido a que el tráfico en una hora de máxima demanda raramente es distribuido uniformemente en ambas direcciones.

Se realiza el análisis de planeamiento generalmente para determinar el número de carriles para llevar una cantidad especificada de tráfico a un nivel de servicio deseado. Generalmente para este tipo de análisis se tiene pocos datos, por lo tanto, se sugieren los siguientes valores predefinidos:

$$\text{Volumen (V)} = \text{VHP}$$

$$E_T = 1.5$$

$$E_R = 1.2$$

$$P_T = 5 \%$$

$$P_R = 2 \%$$

$$f_C = 1.0$$

$$f_{VP} = 0.939$$

$$f_{LW} = 0.0$$

$$f_{LC} = 0.0$$

$$f_N = 3.0 \text{ mi/h}$$

$$f_{ID} = 0.0$$

$$\text{FFS}_i = 70 \text{ mi/h}$$

$$\text{FFS} = 67 \text{ mi/h}$$

5.1.4.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 5.1.1.- Se tiene una autopista de cuatro carriles en un área urbana, la geometría es muy restringida y el terreno ondulado, el límite de velocidad de la vía es de 65 mi/h (105 km/h). ¿Cuál es el nivel de servicio durante la hora de máxima demanda?

Datos:

- Cuatro carriles (dos en cada dirección).
- Ancho de carriles de 11 pies.
- Espacios laterales de 2 pies.
- Volumen de tráfico en la hora pico de 2000 veh/h (en una dirección).
- Terreno ondulado.
- 5 % de camiones.
- FHP = 0.92.

- Intercambio de densidad = 1.0 / mi.
- Población de conductores regulares familiarizados con la vía.

Solución:

Como no se tienen datos de los porcentajes de autobuses y vehículos recreacionales, los mismos no son tomados en cuenta. Dadas las características geométricas de la autopista se asume una velocidad a flujo libre ideal (FFS) de 70 mi/h (113 km/h).

- Cálculo del factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (f_{vp}). mediante la ecuación 5.2 y la tabla N° 5.2.

$$f_{vp} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.05(3 - 1)} = 0.909$$

- Conversión del volumen de tráfico en la hora pico a un flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (v_p) con ayuda de la ecuación 5.1.

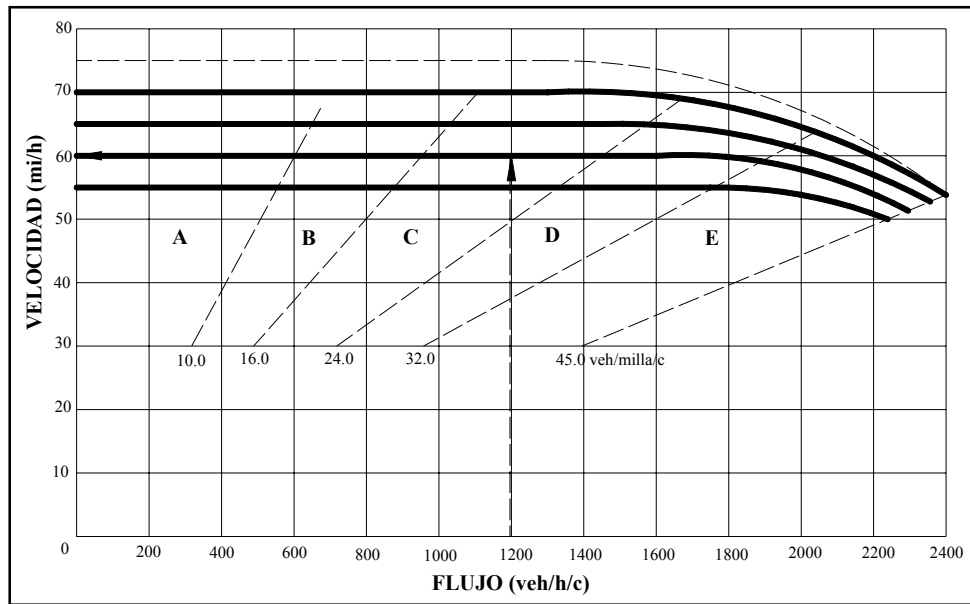
$$v_p = \frac{V}{FHP \times N \times f_{vp} \times f_c} = \frac{2000 \text{ veh/h}}{0.92 \times 2 \times 0.909 \times 1} = 1196 \text{ veh/h/c}$$

- Cálculo de la velocidad a flujo libre (usando las tablas N° 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9) mediante la ecuación 5.3.

$$FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} = 70 - 2 - 2.4 - 4.5 - 2.5 = 58.6 \text{ mi/h (59 mi/h)}$$

- Determinación del nivel de servicio con los datos de flujo equivalente y velocidad a flujo libre calculados, utilizando la tabla N° 5.1.

Nivel de Servicio = C



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.10 Determinación del Nivel de Servicio para el Ej. 5.1.1

Ej. 5.1.2.- Determinar el número de carriles necesarios para el diseño de una autopista sub-urbana en terreno llano, de manera que se proporcione un nivel de servicio D durante los periodos de máxima demanda.

Datos:

- 4000 veh/h (volumen en la hora pico en una dirección).
- Terreno llano.
- 15% de camiones.
- 3% de vehículos recreacionales.
- FHP = 0.85
- Intercambio de densidad = 1.5 / mi.
- Ancho de carril y espacios laterales ideales.

Solución:

Como la autopista es sub-urbana, se asume una población de conductores habituales, con esto, $f_C = 1.0$. La velocidad a flujo libre ideal para este tipo de vía es de 70 mi/h (113 km/h).

- Cálculo del factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (f_{VP}). mediante la ecuación 5.2 y la tabla N° 5.2.

$$f_{vp} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.15(1.5 - 1) + 0.03(1.2 - 1)} = 0.925$$

- Conversión del volumen de tráfico en la hora pico a un flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (v_p) para una autopista de cuatro carriles, con ayuda de la ecuación 5.1.

$$v_p = \frac{V}{FHP \times N \times f_{vp} \times f_c} = \frac{2400 \text{ veh/h}}{0.85 \times 2 \times 0.925 \times 1.0} = 2544 \text{ veh/h/c}$$

- Conversión del volumen de tráfico en la hora pico a un flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (v_p) para una autopista de seis carriles, con ayuda de la ecuación 5.1.

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} = \frac{2400 \text{ veh/h}}{0.85 \times 3 \times 0.925 \times 1.0} = 1696 \text{ veh/h/c}$$

- Conversión del volumen de tráfico en la hora pico a un flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (v_p) para una autopista de ocho carriles, con ayuda de la ecuación 5.1.

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} = \frac{2400 \text{ veh/h}}{0.85 \times 4 \times 0.925 \times 1.0} = 1272 \text{ veh/h/c}$$

- Se elimina la posibilidad de una autopista de cuatro carriles ya que el flujo equivalente excede a la capacidad (2400 veh/h/c para una sección ideal). Por lo tanto, se procede al cómputo de la velocidad a flujo libre para una autopista de seis y ocho carriles (usando las tablas N° 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9) mediante la ecuación 5.3.

$$FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} = 70 - 0.0 - 0.0 - 3.0 - 5.0 = 62.0 \text{ mi/h (tres carriles)}$$

$$FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} = 70 - 0.0 - 0.0 - 1.5 - 5.0 = 63.5 \text{ mi/h (cuatro carriles)}$$

- Determinación del nivel de servicio mediante la tabla N° 5.1 con la densidad calculada para cada opción utilizando la ecuación 5.4.

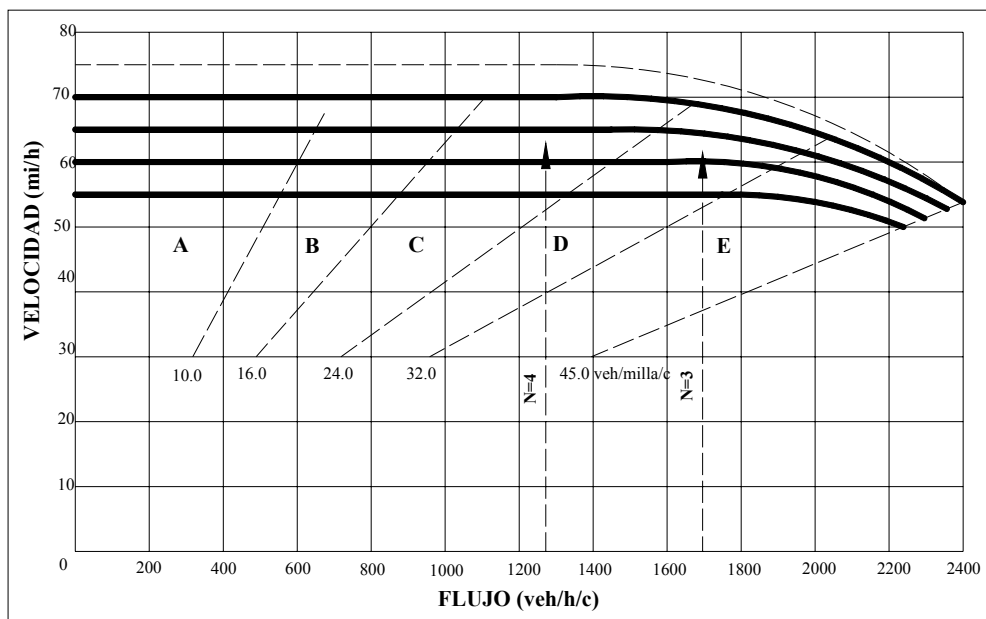
$$D_{6C} = \frac{1696 \text{ veh/h/c}}{62 \text{ mi/h}} = 27.4 \text{ veh/mi/c} \Rightarrow \text{NS} = \text{D}$$

$$D_{8C} = \frac{1272 \text{ veh/h/c}}{63.5 \text{ mi/h}} = 20 \text{ veh/mi/c} \Rightarrow \text{NS} = \text{C}$$

El número de carriles necesarios para que la autopista opere a un nivel de servicio D durante las horas de máxima demanda es:

$$N = 3 \text{ carriles por sentido}$$

Los determinación gráfica de los niveles de servicio para ambas opciones se ilustran a continuación:



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.11 Determinación de Nivel de Servicio para el Ej. 5.1.2

Ej. 5.1.3.- Se tiene una autopista urbana de seis carriles en terreno llano. Determinar el nivel de servicio durante los periodos de máxima demanda. Determinar el nivel de servicio al que opera la autopista después de 3 años. ¿En qué tiempo es necesario agregar un carril en cada dirección a la autopista para evitar que se exceda su capacidad?

Datos:

Seis carriles.
 5000 veh/h en la actualidad (una dirección).
 Terreno llano.
 10 % de camiones
 $FHP = 0.95$.
 5600 veh/h en 3 años (una dirección).
 Tasa de crecimiento después del 3 año: $t = 4\%$.
 $FFS = 65$ mi/h (medido en campo).

Solución:

Se asume constantes a lo largo del tiempo el porcentaje de camiones y el valor de FHP. Ya que se trata de una autopista urbana, los conductores están familiarizados con la misma, por lo tanto, $f_C = 1.00$.

- Cálculo del factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (f_{VP}). mediante la ecuación 5.2 y la tabla N° 5.2.

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.10(1.5 - 1)} = 0.952$$

- Extracción de valores de v_p de la tabla N° 5.1 para un valor de $FFS = 65$ mi/h (medido en campo).

NS A $\rightarrow v_p = 650$ veh/h/c
 NS B $\rightarrow v_p = 1040$ veh/h/c
 NS C $\rightarrow v_p = 1548$ veh/h/c
 NS D $\rightarrow v_p = 1984$ veh/h/c
 NS E $\rightarrow v_p = 2350$ veh/h/c

- Cálculo de los volúmenes máximos horarios para cada nivel de servicio.

$$v_p = \frac{V}{(FHP)(N)(f_{vp})(f_c)} \Rightarrow V = v_p (FHP)(N)(f_{vp})(f_c)$$

NS A $\rightarrow V = 1760$ veh/h

NS B $\rightarrow V = 2822$ veh/h

NS C $\rightarrow V = 4200$ veh/h

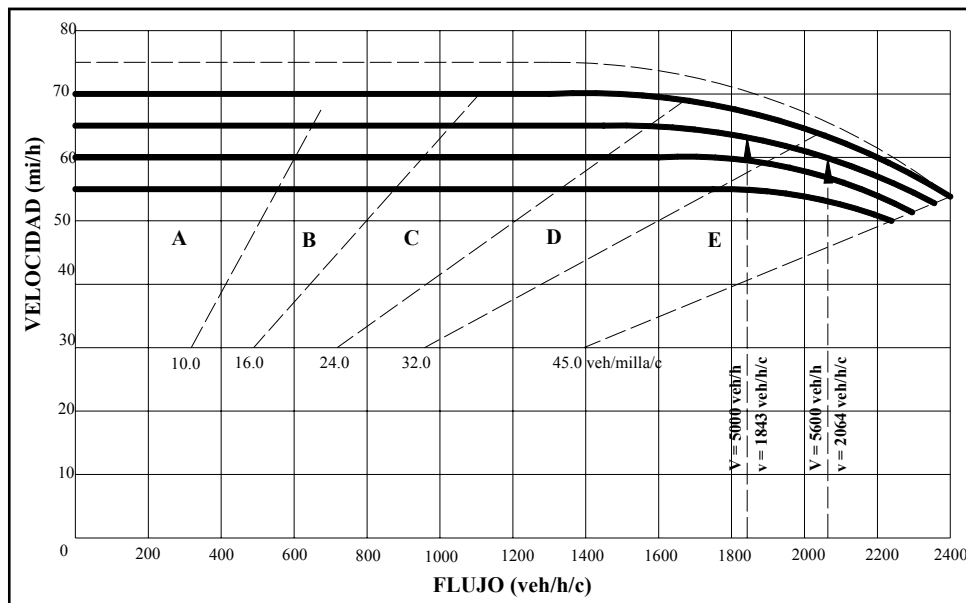
NS D $\rightarrow V = 5383$ veh/h

NS E $\rightarrow V = 6376$ veh/h

- Comparando el volumen horario en la actualidad ($V_{\text{actual}} = 5000$ veh/h) y el volumen horario después de 3 años ($V_{3 \text{ años}} = 5600$ veh/h) con los volúmenes máximos obtenidos para cada nivel de servicio se tiene:

Nivel de Servicio actual \Rightarrow NDS D

Nivel de Servicio en 3 años \Rightarrow NDS E



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.12 Niveles de Servicio para el Ej. 5.1.3

- Para determinar el tiempo en que será necesario la implementación de un carril adicional en cada dirección basta con calcular el número de años para alcanzar la capacidad de la vía.

$$V_{NSE} = V_{3 \text{ años}} (1+t)^n \Rightarrow 6376 = 5600 (1+0.04)^n \Rightarrow n = 3.3 \text{ años}$$

Se deberá planificar la adición de un carril en cada dirección dentro de los próximos 6.3 años.

Ej. 5.1.4.- Se tiene una autopista rural de cuatro carriles, con ancho de carril y espacios laterales ideales. Determinar el nivel de servicio para las pendientes dadas tanto en subida como en bajada durante los periodos de máxima demanda.

Datos:

Cuatro carriles.

2300 veh/h (una dirección).

Pendiente compuesta: 3000 pies a 3% y 2500 pies a 5%.

15 % de camiones.

FHP = 0.90.

FFS = 75 mi/h (medido en campo).

Solución:

En este caso no se puede aplicar para los cálculos la técnica de pendiente promedio ya que se tiene una pendiente mayor a 5% y la longitud total de la pendiente compuesta es mayor a 4000 pies. Por lo tanto, para determinar la pendiente simple efectiva se sigue el procedimiento detallado en el apéndice I.

- Determinación de la pendiente constante equivalente con ayuda del Apéndice I, dando como resultado:

Pendiente equivalente = 4.8 %.

Longitud = 1.04 millas (1674 m).

- Cálculo de f_{VP} para la pendiente ascendente usando la tabla N° 5.3.

Pendiente = 4 % $\rightarrow E_T = 5.0$

Pendiente = 4.8 % $\rightarrow E_T = X \Rightarrow E_T = 6.2$

Pendiente = 5 % $\rightarrow E_T = 6.5$

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.15(6.2 - 1)} = 0.562$$

- Cálculo de f_{VP} para la pendiente descendente usando la tabla N° 5.5.

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.15(1.5 - 1)} = 0.930$$

- Conversión del volumen de tráfico en la hora pico a un flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (v_p) para la pendiente ascendente.

$$v_p = \frac{V}{FHP \times N \times f_{VP} \times f_C} = \frac{2300 \text{ veh/h}}{0.90 \times 2 \times 0.562 \times 0.95} = 2392 \text{ veh/h/c}$$

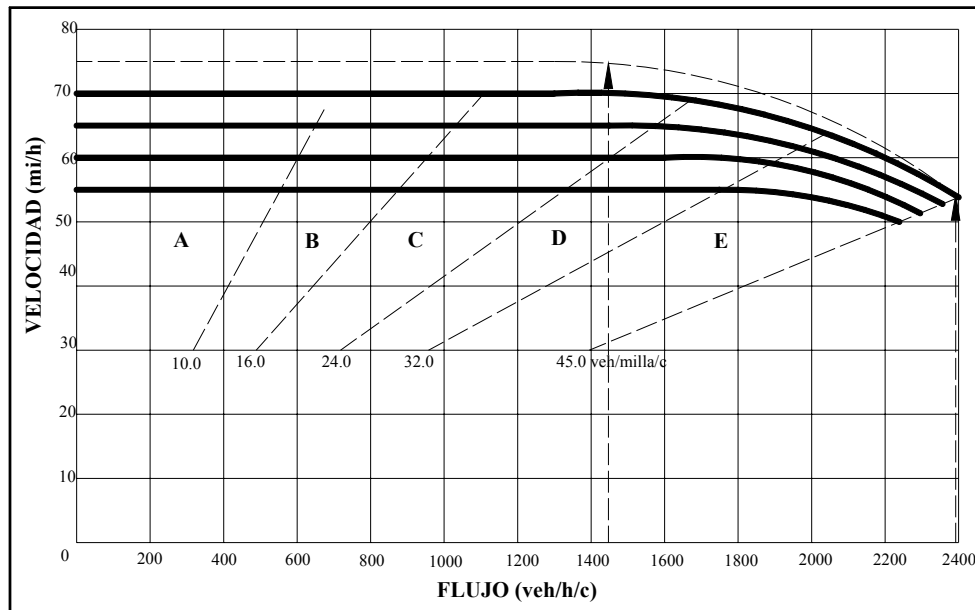
- Conversión del volumen de tráfico en la hora pico a un flujo equivalente para un periodo de 15 minutos (v_p) para la pendiente descendente.

$$v_p = \frac{V}{FHP \times N \times f_{VP} \times f_C} = \frac{2300 \text{ veh/h}}{0.90 \times 2 \times 0.930 \times 0.95} = 1447 \text{ veh/h/c}$$

- Determinación del nivel de servicio para ambos casos ingresando a la tabla N° 5.1 con los valores de flujo equivalente (v_p) y la velocidad a flujo libre (FFS) medida en campo.

Nivel de Servicio para la pendiente ascendente = E
--

Nivel de Servicio para la pendiente descendente = C



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 5.13 Niveles de Servicio para el Ej. 5.1.4

Ej. 5.1.5.- Se desea construir una autopista urbana sobre un terreno ondulado, se estima un volumen diario para el día de la apertura de 75000 veh/día. Determinar el número de carriles necesarios para proporcionar un nivel de servicio D durante los periodos de máxima demanda.

Datos:

- 75000 veh/d.
- $K = 0.09$.
- $D = 55/45$.
- Terreno ondulado.

Solución:

Como no se tienen datos de la velocidad a flujo libre (FFS), factor de hora-pico (FHP) y el porcentaje de camiones, los mismos se asumen dentro de rangos razonables, teniendo entonces:

- $FFS = 65$ mi/h.
- $FHP = 0.90$.
- 10% de camiones.

Como se tiene una autopista urbana se asume una población de conductores habituales familiarizados con la vía ($f_C = 1.00$).

- Determinación del volumen de tránsito promedio anual (TPDA) para las condiciones dadas.

$$VHP = TPDA \times K \times D = 75000 \times 0.09 \times 0.55 \Rightarrow VHP = 3713 \text{ veh/h}$$

- Cálculo del factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (fVP). mediante la ecuación 5.2 y la tabla N° 5.2.

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.10(3 - 1)} = 0.833$$

- Cálculo del flujo equivalente para autopistas de cuatro, seis y ocho carriles.

$$v_P = \frac{V}{FHP \times N \times f_{VP} \times f_C} = \frac{3713 \text{ veh/h}}{0.90 \times 2 \times 0.833 \times 1.0} = 2476 \text{ veh/h/c (dos carriles} \times \text{sentido)}$$

$$v_P = \frac{V}{FHP \times N \times f_{VP} \times f_C} = \frac{3713 \text{ veh/h}}{0.90 \times 3 \times 0.833 \times 1.0} = 1651 \text{ veh/h/c (tres carriles} \times \text{sentido)}$$

$$v_P = \frac{V}{FHP \times N \times f_{VP} \times f_C} = \frac{3713 \text{ veh/h}}{0.90 \times 4 \times 0.833 \times 1.0} = 1238 \text{ veh/h/c (cuatro carriles} \times \text{sentido)}$$

- Utilizando la tabla N° 5.1 para una velocidad a flujo libre (FFS) de 65 mi/h y un nivel de servicio D requerido se tiene un flujo de servicio máximo de 1984 veh/h/c , comparando este valor con los obtenidos para diferentes números de carriles se observa claramente que el número de carriles en una dirección necesarios para proporcionar el nivel de servicio deseado es tres, por lo tanto:

$$\boxed{N=3}$$

5.1.5.- APENDICE I (PROCEDIMIENTO PRECISO POR DETERMINAR EL EQUIVALENTE DE VEHICULOS LIGEROS PARA CAMIONES EN PENDIENTES COMPUESTAS)

En un análisis de capacidad, se puede aplicar la técnica de pendiente promedio para una serie de pendientes donde ninguna de estas sea mayor a 4 por ciento o la longitud total sea menor a 4.000 pies. Para casos fuera de estos límites, es decir, aquéllos donde la longitud total es mayor a 4.000 pies y alguna de las pendientes es mayor a 4 por ciento, la técnica presentada en este apéndice es recomendada. Este procedimiento estima la pendiente constante que produciría la misma velocidad del camión final como una serie real de pendientes compuestas. La pendiente equivalente se determina usando las curvas presentadas en la figura N° 2-AP1.

La técnica para determinar el equivalente de una pendiente compuesta se ilustra el mejor mediante un ejemplo. Considere una pendiente compuesta de 5.000 pies a 2 % de pendiente seguida de 5.000 pies a 6% de pendiente. Si se aplicaría la técnica de pendiente promedio (qué no es válido en este caso) se obtendría el siguiente resultado:

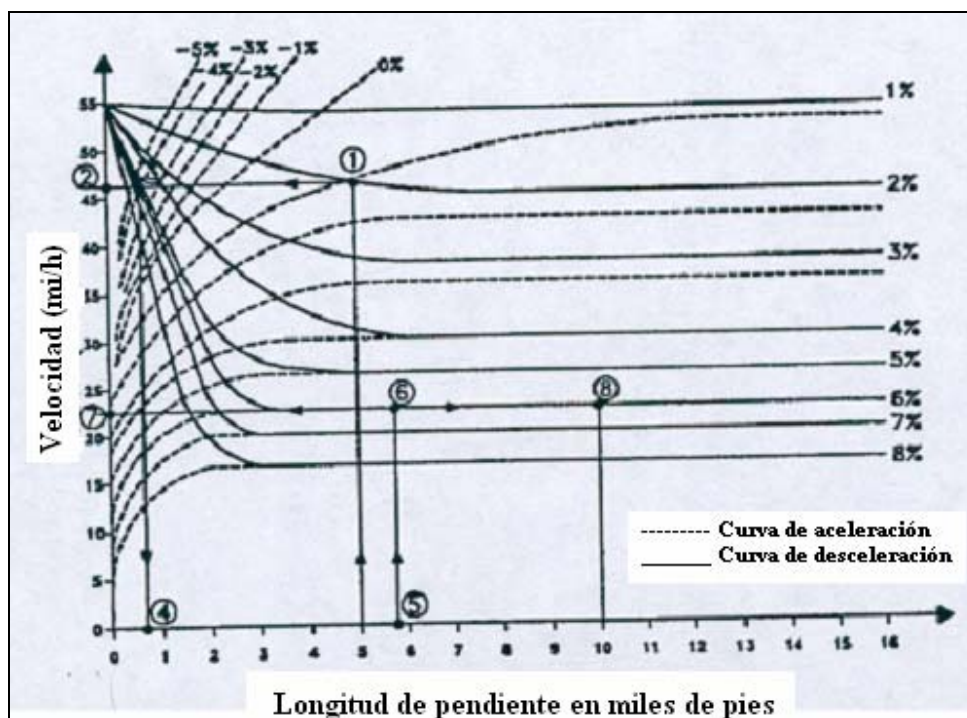
$$\text{Elevación total} = (5.000 \times 0.02) + (5.000 \times 0.06) = 400 \text{ pies.}$$

$$\text{Pendiente promedio} = 400 / 10.000 = 0.04 \text{ o } 4 \text{ por ciento.}$$

El método presentado en este apéndice determina una pendiente para una longitud de 10.000 pies que produce la misma velocidad final de camiones como la sucesión real de pendientes. La solución se ilustra en figura N° 1-AP1 como sigue:

1. Se traza una línea vertical desde el punto 5000 pies en el eje horizontal hasta su intersección con la curva de la pendiente 2%. Intersección representada por el punto 1.
2. Se proyecta horizontalmente el punto 1 hasta su intersección con el eje vertical dando como resultado una velocidad de 47 mi/h del camión al final de los primeros 5000 pies a 2% de pendiente. Intersección representada por el punto 2.
3. La proyección horizontal del punto 1 se intersecta con la curva de la pendiente 6%. Intersección representada por el punto 3.
4. Se proyecta verticalmente el punto 3 hasta su intersección con el eje horizontal dando como resultado una longitud de 750 pies (punto 4).
5. Se agrega la longitud de 750 pies a la longitud del segundo tramo dando como resultado una longitud de 5750 pies (punto 5).
6. Se traza una línea vertical desde la longitud de 5750 pies (punto 5) hasta intersectar a la curva de la pendiente 6% (punto 6).

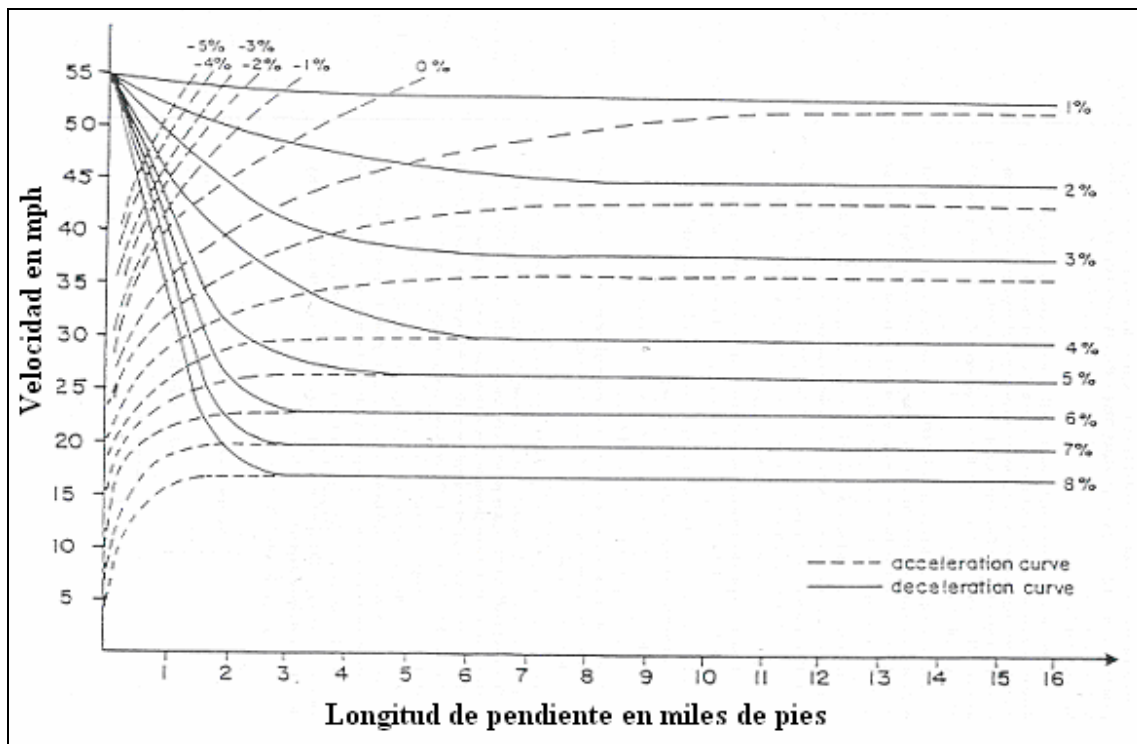
7. Se proyecta horizontalmente hacia ambos lados el punto 6. La intersección con el eje horizontal da como resultado una velocidad de 23 mi/h del camión al final de la pendiente equivalente constante.
8. Se traza una línea vertical desde la longitud total de 10000 pies hasta intersectar con la proyección horizontal del punto 6. Este punto de intersección (punto 8) representa la pendiente constante equivalente para una serie de pendientes compuestas. En este caso la pendiente constante cae sobre la curva de la pendiente 6%.
9. Se obtiene como resultado final una pendiente equivalente constante de 6% para una longitud total de 1.89 millas (10 000 pies).



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 1-API Ejemplo de solución para pendientes compuestas.

Debe tenerse en cuenta que este análisis puede aplicarse a cualquier número de pendientes sucesivas. Una serie dada de pendientes puede incluir segmentos de descenso o segmentos de terreno llano. Nótese que este procedimiento usa los segmentos de pendientes discretos e ignora las curvas verticales que los unen, esto simplifica cálculos y resultados en la exactitud suficiente para los propósitos de análisis de capacidad.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998).

Figura N° 2-API Curvas de pendiente para Camiones Standard

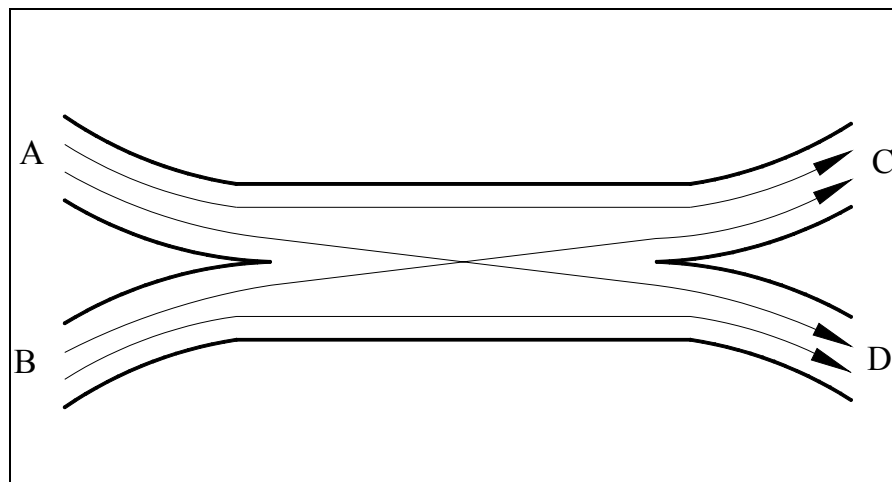
5.2.- ÁREAS DE ENTRECruzAMIENTO Ó ENTRECruzAMIENTOS

5.2.1.- INTRODUCCIÓN

Entrecruzamiento se define como el cruce de dos o más corrientes de tráfico viajando en la misma dirección general a lo largo de una longitud significativa de carretera sin la ayuda de dispositivos de mando de tráfico. Se forman las áreas de entrecruzamiento cuando un área de convergencia esta estrechamente seguida por un área de divergencia, o cuando una rampa de entrada está estrechamente seguida por una rampa de salida y las dos se unen por un carril auxiliar.

Las áreas de entrecruzamiento requieren intensas maniobras por parte del conductor al momento de ingresar a la misma como al momento de salida llegando al punto de destino deseado. El tráfico de un área de entrecruzamiento es más turbulento que el tráfico en una sección básica de autopista. Esta turbulencia presenta problemas operacionales especiales que serán tratados en este tema.

La figura N° 5.14 muestra la formación de una área de entrecruzamiento. Las entradas y salidas de la carretera las denominaremos como ramales, los vehículos que viajan del ramal A al ramal D deben cruzar el trayecto de los vehículos que viajan del ramal B al ramal C. Los flujos A-D y B-C son denominados flujos entrecruzados. Los flujos A-C y B-D que también pueden existir en la sección y no se cruzan con ninguna otra corriente se denominan flujos no entrecruzados.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

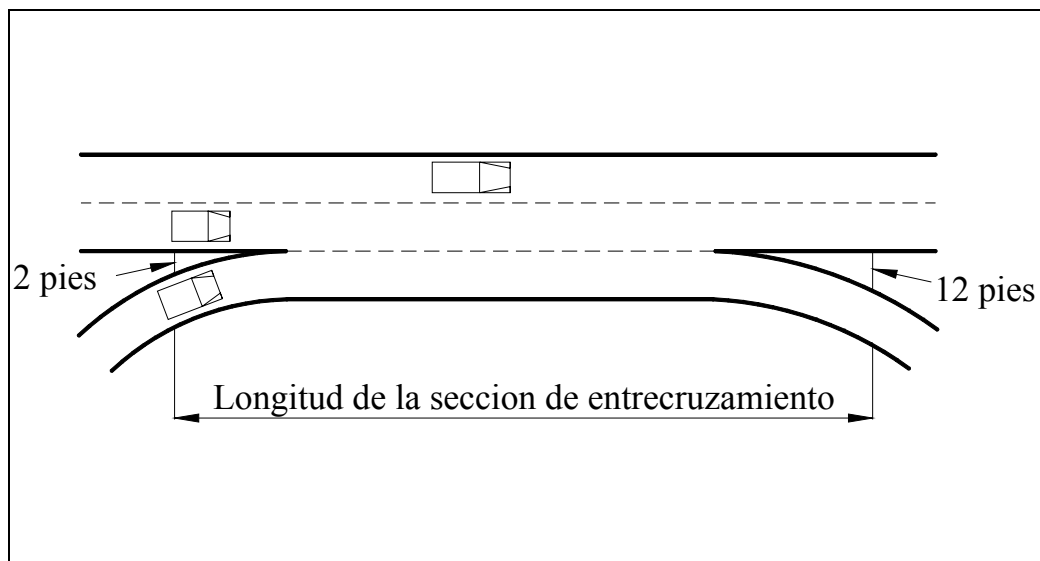
Figura N° 5.14 Formación de una sección de entrecruzamiento

La figura N° 5.14 muestra una área de entrecruzamiento simple formado por un solo punto de convergencia seguido por un solo punto de divergencia. Son tratados también en este tema las áreas de entrecruzamiento múltiple formadas por una convergencia seguida de dos divergencias ó dos convergencias seguidas de una simple convergencia.

Las áreas de entrecruzamiento pueden existir en cualquier tipo de vialidad, como ser: en autopistas, en carreteras multicarriles, en carreteras de dos carriles. La metodología presentada en este tema es aplicable a entrecruzamientos en autopistas. Sin embargo, este procedimiento también puede ser aplicado en carreteras multicarriles de flujo sin interrupciones.

5.2.1.1.- Longitud de entrecruzamiento

La longitud de la sección de entrecruzamiento determina el tiempo y espacio en que el conductor debe hacer todas las maniobras para el cambio de carril. Si se disminuye la longitud del área de entrecruzamiento, la turbulencia y la intensidad en el carril de cambio aumenta. La medida de la longitud del área de entrecruzamiento se muestra en la figura N° 5.15.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.15 Medida de la longitud de una sección de entrecruzamiento

La longitud es medida desde el punto donde se tiene una distancia de 2 pies (0.6 m) entre el borde derecho del hombro de la autopista y el borde izquierdo del carril de convergencia, hasta el punto donde se tiene una distancia de 12 pies (3.65 m) entre el borde derecho del

hombro de la autopista y el borde izquierdo del carril de divergencia. Los procedimientos descritos en este tema se aplican generalmente a secciones de entrecruzamiento de una longitud mayor a 2500 pies (760 m).

5.2.1.2.- Configuración de entrecruzamientos

La configuración se refiere a la colocación relativa y número de carriles de entrada y carriles de salida para la sección de entrecruzamiento.

Los procedimientos en este tema tratan los tipos primarios de configuración de áreas de entrecruzamiento. Los tipos de configuración se definen de acuerdo al número mínimo de cambios de carril que deben hacer los vehículos que pasan por la sección de entrecruzamiento.

5.2.1.2.1.- Área de entrecruzamiento Tipo A

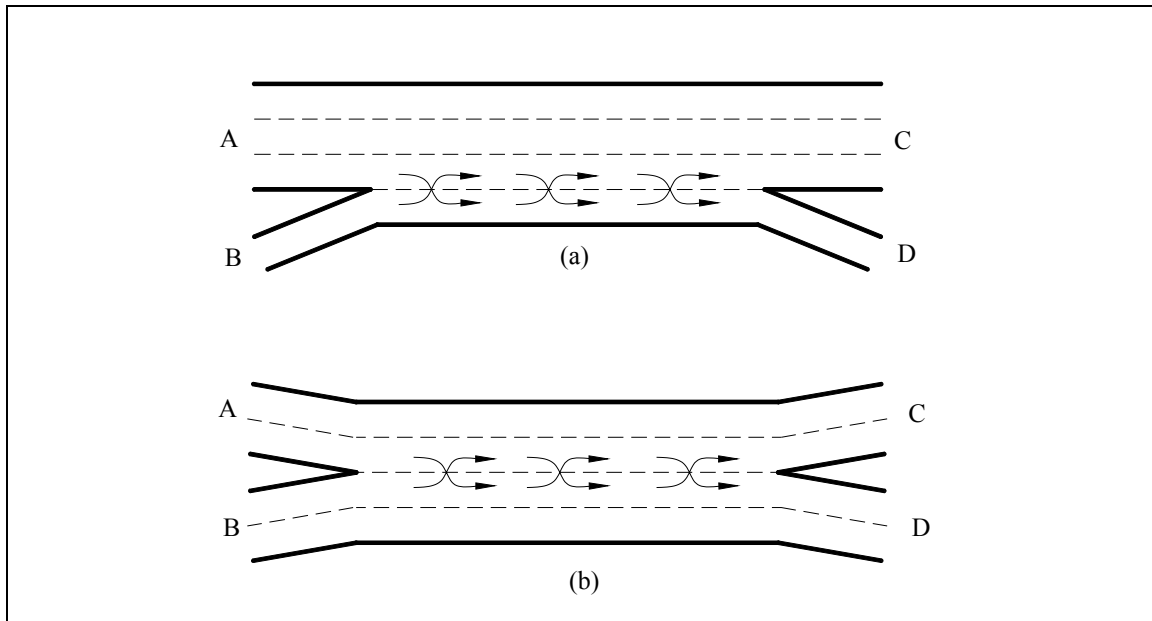
En un área de entrecruzamiento tipo A los vehículos solo realizan un cruce ó cambio de carril para ubicarse en el carril deseado de destino.

La figura N° 5.16 muestra un área de entrecruzamiento de este tipo. En la figura N° 5.16(a) se presenta una rampa de entrada seguida de una rampa de salida, entre ambas existe un carril auxiliar. Todos los vehículos del carril de entrada deben hacer un cambio de carril para el ingreso a la autopista, así también los vehículos que se dirigen al carril de salida deben hacer un solo cambio hacia el carril auxiliar. Este tipo de entrecruzamientos son los denominados unilaterales, ya que todos los movimientos de entrecruzamiento se dan en un solo lado de la vía. Las áreas de entrecruzamiento de este tipo deben tener necesariamente un carril auxiliar entre ambas rampas.

La figura N° 5.16(b) muestra una sección de entrecruzamiento mayor. Las secciones de entrecruzamiento mayor son caracterizadas por tres o más carriles de entrada y salida. En la figura N° 5.16(b) se juntan dos vías de dos carriles para formar una vía de cuatro carriles, la misma que después se separa en dos vías divergentes de dos carriles cada una. En este tipo de entrecruzamientos los vehículos solo deben realizar un cambio de carril para realizar el cruce.

Las dos secciones ilustradas difieren principalmente en el impacto de geometrías de la rampa en la velocidad. Para muchas secciones de entrecruzamientos con rampas, la velocidad de operación de las rampas es significativamente más baja que el de la autopista, es por ese motivo que los vehículos que ingresan al área de entrecruzamiento deben acelerar o disminuir su velocidad. Para las secciones de entrecruzamiento mayor el impacto

de aceleración y desaceleración en la sección es mínimo. Debe notarse, sin embargo, que esta diferencia no se refleja en los procedimientos en este tema debido a la escasez relativa de sitios con entrecruzamientos mayores y, por lo tanto, la falta de datos acerca de los funcionamientos en tales sitios.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.16 Áreas de entrecruzamiento Tipo A: (a) entrecruzamiento con rampas unilaterales, y (b) entrecruzamiento mayor.

5.2.1.2.2.- Área de entrecruzamiento Tipo B

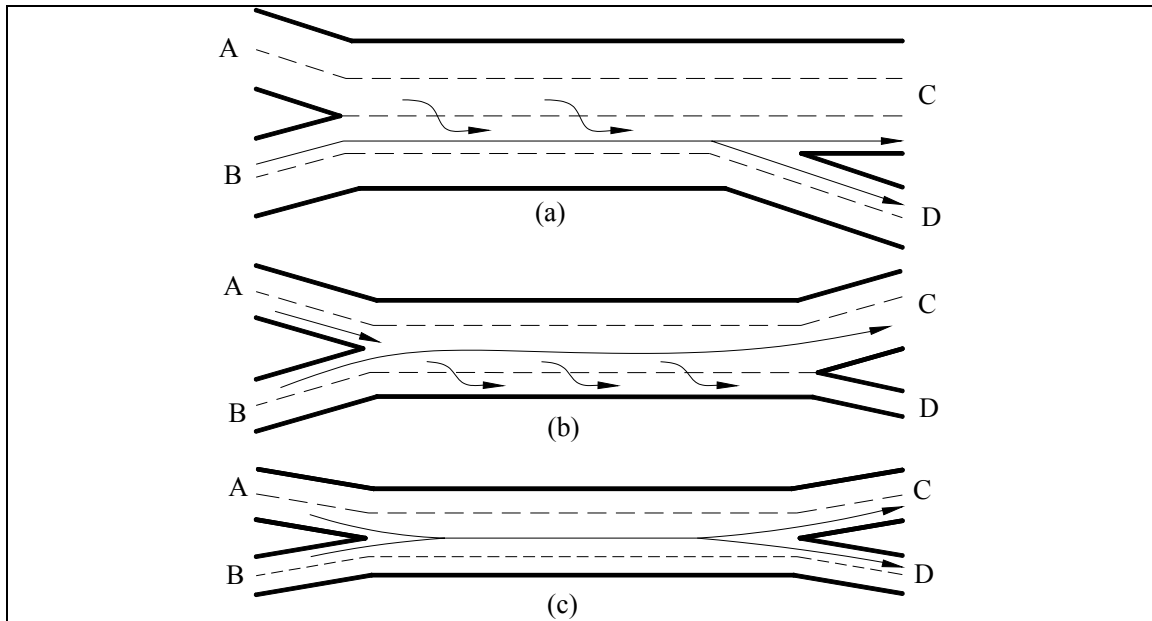
Todas las áreas de entrecruzamiento de este tipo pueden ser llamadas también secciones de entrecruzamiento mayor, porque todos involucran ramales de entrada y salida multicarriles. Este tipo de entrecruzamiento se distingue de los demás en lo siguiente:

1. Un movimiento de entrecruzamiento puede lograrse sin hacer ningún cambio de carril.
2. El otro movimiento de entrecruzamiento requiere a lo sumo un cambio de carril.

En la figura N° 5.17(a) y (b) se muestran áreas de entrecruzamiento donde se observa claramente que la corriente B-C no necesita realizar ningún cambio de carril para realizar el cruce, en cambio la corriente A-D requiere de un cambio de carril para realizar el cruce.

Las áreas de entrecruzamiento tipo B son muy eficaces para volúmenes grandes de entrecruzamiento.

La figura N° 5.17(c) muestra una configuración algo rara, en el mismo se pueden realizar los dos movimientos de entrecruzamiento sin hacer cambio de carril.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.17 Áreas de entrecruzamiento Tipo B: (a) entrecruzamiento mayor con carril de balance a la salida de la corriente, (b) entrecruzamiento mayor con convergencia a la entrada de la corriente, y (c) entrecruzamiento mayor con convergencia al ingreso de la corriente y carril de balance a la salida de la corriente.

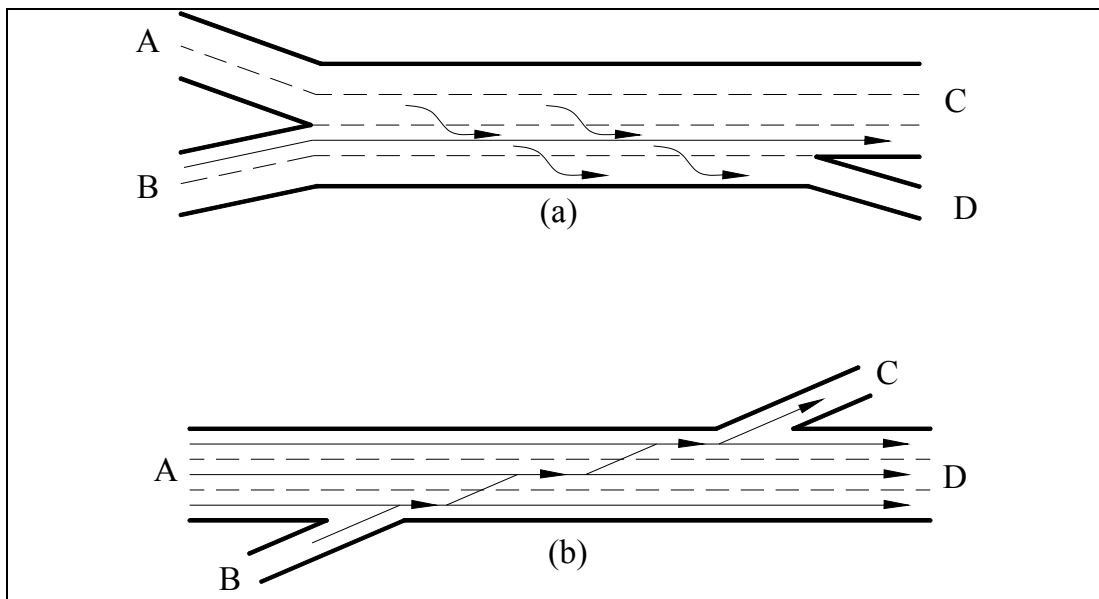
5.2.1.2.3.- Área de entrecruzamiento Tipo C

Un área de entrecruzamiento tipo C se caracteriza por lo siguiente:

1. Un movimiento de cruce puede lograrse sin hacer un cambio de carril.
2. El otro movimiento de cruce requiere dos o más cambios de carril.

La figura N° 5.18 muestra dos configuraciones de este tipo de entrecruzamientos. En la figura 5.18(a) la corriente B-C no requiere carril de cambio, por el contrario, la corriente A-D requiere dos cambios de carril para realizar el cruce. Con este tipo de sección no se puede manejar grandes volúmenes de cruce eficazmente.

La figura N° 5.18 (b) muestra un área de entrecruzamiento de lado a lado. Se forma cuando una vía de entrada derecha se sigue por una vía de salida de izquierda o viceversa. Los vehículos deben cruzar todos los carriles de la autopista para ejecutar su maniobra deseada. Hay poca información acerca del funcionamiento de este tipo de secciones, y la metodología de este tema es sólo una aproximación áspera de sus características. Ellos generalmente deben evitarse en casos dónde hay cualquier volumen de cruce significativo entre rampas.



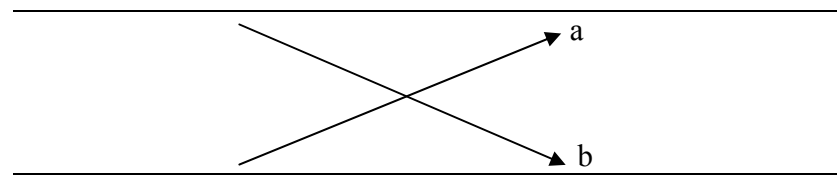
Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.18 Áreas de entrecruzamiento Tipo C: (a) entrecruzamiento mayor sin carril de balance o convergencia, y (b) entrecruzamiento de lado a lado.

5.2.1.3.- Determinación del tipo de configuración

Las figuras N° 5.16, 5.17 y 5.18 muestran tres tipos esenciales de configuración de áreas de entrecruzamiento. La configuración del entrecruzamiento se determina en base al número de cambios de carril requeridos para los dos flujos de entrecruzamiento.

*Tabla N° 5.10 Tipo de Configuración vs. Mínimo Número de Carriles de Cambio
Requeridos.*



Número mínimo de carriles requeridos para el cruce mediante el movimiento "a"	Número mínimo de carriles requeridos para el cruce mediante el movimiento "b"		
	1	2	≥ 2
0	Tipo B	Tipo B	Tipo C
1	Tipo B	Tipo A	-
≥ 2	Tipo C	-	-

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Esta determinación ignora cambios de carril que no son necesarios a la realización de un movimiento de cruce en particular. La tabla N° 5.10 identifica el tipo de la configuración en base a las características de cambio de carril

5.2.1.4.- Ancho y tipo de operación de un entrecruzamiento

La tercera característica geométrica de impacto significativo en la operación de entrecruzamientos es el ancho de la zona de entrecruzamiento, medido como el número de carriles en la sección. Sin embargo, no solo el número de carriles de la sección afecta el funcionamiento del entrecruzamiento, sino también el uso proporcional de los carriles de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento.

La naturaleza de los movimientos de entrecruzamiento crea turbulencia en el tráfico de la vía, lo que da como resultado el uso de más espacio por parte de un vehículo que ingresa al área de entrecruzamiento. El uso relativo de espacio depende de los volúmenes relativos de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento y el número de carriles de cambio que los vehículos deban realizar en la sección.

La configuración tiene un gran impacto en el uso proporcional de los carriles disponibles. La configuración puede limitar la habilidad de los conductores para usar los carriles exteriores en la sección de entrecruzamiento. Esta limitación es muy severa en las secciones de entrecruzamiento tipo A donde los vehículos deben realizar un cambio de carril para realizar el cruce, y es menos severo en las secciones tipo B.

En general, los vehículos en un área de entrecruzamiento harán uso de carriles disponibles de manera que se mantenga una sola velocidad de funcionamiento aproximadamente, los

flujos en la sección de entrecruzamiento es algo más lento que en la de no-entrecruzamiento.

De vez en cuando, la configuración limita la habilidad de cruce de los vehículos para ocupar la proporción de carriles disponibles para lograr un funcionamiento equilibrado. Cuando esto ocurre los vehículos en la sección de entrecruzamiento ocupan una porción menor de los carriles disponibles en comparación a los vehículos en la sección de no-entrecruzamiento, en este caso el funcionamiento del área de entrecruzamiento es clasificado como restringido por la configuración. El resultado de un funcionamiento restringido es que los vehículos del área de no-entrecruzamiento operarán a las velocidades más altas que los vehículos en el área de entrecruzamiento.

Donde la configuración no frena a los vehículos a ocupar una proporción equilibrada de carriles disponibles, el funcionamiento es clasificado como no-restringido. Las velocidades promedio de funcionamiento en las áreas de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento varían generalmente en 5 mi/h (8 km/h), a excepción del entrecruzamiento tipo A donde la aceleración y desaceleración de vehículos de la rampa limitan su velocidad promedio sin tener en cuenta el uso de carriles disponibles.

Un componente mayor del procedimiento presentado en este tema es la determinación de funcionamientos restringidos o no-restringidos.

5.2.1.5.- Parámetros que afectan el funcionamiento de las áreas de entrecruzamiento

La tabla N° 5.11 presenta los parámetros que afectan el funcionamiento de las áreas de entrecruzamiento.

Tabla N° 5.11 Parámetros que afectan el Funcionamiento de las Áreas de Entrecruzamiento

SIMBOLO	DEFINICIÓN
L	Longitud del área de entrecruzamiento, en pies
L_H	Longitud del área de entrecruzamiento, en cientos de pies
N	Número total de carriles en el área de entrecruzamiento
N_w	Número de carriles usado para el entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento
N_{nw}	Número de carriles usado para el no-entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento
v	Flujo total en el área de entrecruzamiento, en veh/h
v_w	Flujo total de entrecruzamiento en el área de entrecruzamiento, en veh/h
v_{w1}	Flujo de entrecruzamiento mayor, en veh/h
v_{w2}	Flujo de entrecruzamiento menor, en veh/h
v_{nw}	Flujo total de no-entrecruzamiento en el área de entrecruzamiento, en veh/h
VR	Relación de volumen, v_w/v
R	Relación de entrecruzamiento, v_{w2}/v_{w1}
S_w	Velocidad promedio de entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento, en mi/h
S_{nw}	Velocidad promedio de no-entrecruzamiento de vehículos en el área de entrecruzamiento, en mi/h

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

5.2.2.-METODOLOGÍA

La metodología presentada en este tema tiene cuatro componentes distintos:

1. Las ecuaciones que ayudan a predecir la velocidad media de los vehículos en la corriente de no-entrecruzamiento y entrecruzamiento están basadas en un área de entrecruzamiento de una carretera con condiciones de tráfico conocidas. Se especifican las ecuaciones para cada tipo de configuración, y para funcionamiento restringido y no-restringido.

2. Las ecuaciones que describen el uso proporcional de carriles disponibles para entrecruzamiento y no-entrecruzamiento de vehículos son usadas para determinar si el funcionamiento es restringido o no-restringido.
3. Las definiciones limitan los valores de parámetros importantes por cada tipo de configuración de entrecruzamiento, más allá de estos límites las ecuaciones no se aplican.
4. El criterio de definición del nivel de servicio (NS) se basa en las velocidades medias de las corrientes de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento de vehículos.

5.2.2.1.- Predicción de velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento.

La parte más importante de un análisis de áreas de entrecruzamiento es la predicción de las velocidades y densidades dentro del área de entrecruzamiento. Las corrientes de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento pueden viajar a velocidades similares o a velocidades que son notablemente diferentes, se predicen las velocidades medias (velocidad media espacial) por separado para las corrientes de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento. Se estima una velocidad media y densidad para todos los vehículos, entonces, el nivel de servicio se basa en la densidad estimada.

El algoritmo para la predicción de velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento pueden expresarse en general como:

$$S_i = S_{\min} + \frac{S_{\max} - S_{\min}}{1 + W} \quad (5.6)$$

Donde:

S_i = Velocidad de entrecruzamiento ($i=w$) o no-entrecruzamiento ($i=nw$) de vehículos (mi/h).

S_{\min} = Velocidad mínima esperada en la sección (mi/h).

S_{\max} = Velocidad máxima esperada en la sección (mi/h).

W = Factor de intensidad de entrecruzamiento.

Para los propósitos de estos procedimientos, la velocidad mínima, S_{\min} , se toma como 15 mi/h. La velocidad máxima, S_{\max} , se toma como un promedio de la velocidad a flujo libre a la entrada y salida del segmento de la autopista más 5 mi/h. La adición de 5 mi/h a la velocidad de flujo libre ajusta la tendencia del algoritmo para no predecir velocidades altas. Una vez definidas las velocidades máximas y mínimas, queda definido también el rango de

valores razonables para el algoritmo de predicción. Con la velocidad máxima supuesta y la velocidad mínima definida, el algoritmo se vuelve:

$$S_i = 15 + \frac{S_{ff} - 10}{1 + W} \quad (5.7)$$

Donde S_{ff} es la velocidad media a flujo libre de la autopista a la entrada y salida del área de entrecruzamiento.

El factor de intensidad de entrecruzamiento, W , es una medida de la actividad del entrecruzamiento y su intensidad. Se calcula como:

$$W = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} \quad (5.8)$$

Donde:

VR = relación de volumen, v_w/v .

v = flujo total en el área de entrecruzamiento, veh/h.

v_w = flujo de entrecruzamiento en el área de entrecruzamiento, veh/h.

N = número de carriles en el área de entrecruzamiento.

L = longitud del área de entrecruzamiento, (pies).

Las constantes a , b , c y d se dan en la tabla N° 5.12. Estas constantes varían en base a tres factores:

1. Si una velocidad de entrecruzamiento, S_w , o una velocidad de no-entrecruzamiento, S_{nw} , se predice.
2. Tipo de configuración (A, B o C) del área de entrecruzamiento.
3. Si el funcionamiento es restringido o no-restringido.

Para el caso del factor 3, los cálculos iniciales se asumen siempre para funcionamientos no-restringidos, lo cual debe ser verificado para que tenga validez.

Tabla N° 5.12 Constantes de Predicción para el Factor de Intensidad de Entrecruzamiento, W

Fórmula General: $W = \frac{a (1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d}$								
Tipo de Configuración	Constantes para la velocidad de entrecruzamiento, S_w				Constantes para la velocidad de No-entrecruzamiento, S_{nw}			
	a	b	c	d	a	b	c	d
Tipo A								
Restringido	0.226	2.200	1.000	0.900	0.020	4.000	1.300	1.000
No-restringido	0.280	2.200	1.000	0.900	0.020	4.000	0.880	0.600
Tipo B								
Restringido	0.100	1.200	0.770	0.500	0.020	2.000	1.420	0.950
No-restringido	0.160	1.200	0.770	0.500	0.015	2.000	1.300	0.900
Tipo C								
Restringido	0.100	1.800	0.800	0.500	0.015	1.800	1.100	0.500
No-restringido	0.100	2.000	0.850	0.500	0.013	1.600	1.000	0.500

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Las ecuaciones N° 5.7 y 5.8 son de rendimiento sensible considerando los funcionamientos observados en las áreas de entrecruzamiento. Específicamente se tiene:

1. Si la longitud de la sección de entrecruzamiento aumenta, las velocidades también aumentan como la intensidad del carril de cambio disminuye.
2. Si la proporción de entrecruzamiento de vehículos en el flujo total, VR, aumenta, la velocidad disminuye, reflejando un incremento de turbulencia causado por proporciones altas de entrecruzamiento de vehículos en la corriente de tráfico.
3. Si el promedio total de flujo por carril, v/N , se incrementa, las velocidades disminuyen, reflejando una mayor intensidad de demanda.
4. Los funcionamientos restringidos tendrán bajas velocidades de entrecruzamiento y altas velocidades de no-entrecruzamiento en relación a los funcionamientos no-restringidos similares, porque el entrecruzamiento de vehículos se restringe a menor espacio del que ellos necesitarían para un funcionamiento no-restringido considerando que la cantidad de vehículos de no-entrecruzamiento es mayor.

5. Las secciones tipo B son las más eficaces cuando se trata de proporciones de flujo de entrecruzamiento grandes. Para proporciones de flujo altas, las velocidades de entrecruzamiento son más altas que para una sección tipo A y C.
6. La sensibilidad de incremento que tiene la velocidad de entrecruzamiento VR es mayor para configuraciones tipo A y menor para configuraciones tipo B. Secciones tipo A son eficaces donde la proporción de flujo de entrecruzamiento en la corriente de tráfico es baja.
7. La sensibilidad de la velocidad de entrecruzamiento a incrementos en la longitud de la sección es grande para secciones tipo A, porque los vehículos están acelerando o desacelerando a menudo a través de la sección en este tipo de configuración. La sensibilidad de la velocidad de entrecruzamiento es menor para configuraciones tipo B y C, donde, por lo menos un movimiento de cruce se realiza sin cambio de carril.

5.2.2.2.- Determinación del tipo de funcionamiento

La determinación de si una sección particular está operando en un estado restringido o no-restringido se basa en la comparación de dos variables:

N_w = Número de carriles que deben usarse para el entrecruzamiento de vehículos para lograr un funcionamiento equilibrado o no-restringido.

N_w (máx) = Número máximo de carriles que pueden usarse para el entrecruzamiento de vehículos para una configuración dada.

Para casos donde $N_w \leq N_w$ (máx) el tipo de funcionamiento es no-restringido, porque no hay ningún impedimento en el entrecruzamiento de vehículos que usan el número requerido de carriles. Para casos donde $N_w > N_w$ (máx), el tipo de funcionamiento es restringido porque se obliga a los vehículos a usar menos carriles que los requeridos para un funcionamiento equilibrado.

La tabla N° 5.13 contiene las ecuaciones para el cómputo de N_w y valores para N_w (máx), los dos valores varían con el tipo de configuración.

Las ecuaciones para N_w se basan en velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento para un funcionamiento no-restringido. Se comparan los valores computados con los valores máximos mostrados en la tercera columna de la tabla N° 5.13 para determinar si los funcionamientos son restringidos o no-restringidos.

Las secciones tipo A son más restrictivas en lo que se refiere al número máximo de carriles que pueden usarse para el entrecruzamiento de vehículos. En Las secciones tipo C con

configuraciones de entrecruzamiento de lado a lado, los vehículos deben realizar el cruce de todos los carriles de la autopista para llegar a su destino, por lo tanto queda sin efecto la restricción presentada en la tabla N° 5.13.

Tabla N° 5.13 Criterios para el Funcionamiento Restringido o No-restringido de Áreas de Entrecruzamiento

Tipo de Configuración	Número de carriles requeridos para un funcionamiento No-restringido, N_w	Número máximo de carriles de entrecruzamiento, N_w (máx)
Tipo A	$2.19 N VR^{0.521} L_H^{0.231} / S_w^{0.438}$	1.4
Tipo B	$N[0.085 + 0.703VR + (234.8/L) - 0.018(S_{nw} - S_w)]$	3.5
Tipo C	$N[0.761 - 0.011L_H - 0.005(S_{nw} - S_w) + 0.047VR]$	3.0*
*Para áreas de entrecruzamiento bilateral, todos los carriles de la autopista se usan para el cruce.		

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

5.2.2.3.- Límites de funcionamiento de las áreas de entrecruzamiento

La tabla N° 5.14 muestra las limitaciones en la aplicación de esta metodología. Éstos incluyen capacidad de entrecruzamiento, proporción de flujo máximo por carril, el volumen máximo y proporciones de entrecruzamiento para los distintos tipos de configuración, y la longitud máxima de entrecruzamiento.

La interpretación de cada uno de estas limitaciones varía. Los valores de v_w y v/N , son los máximos aceptables que pueden acomodarse en una sección de entrecruzamiento dentro las longitudes máximas mostradas en la tabla N° 5.14. Así también, valores mayores de VR y R son raramente observados.

La limitación máxima v/N se basa en la capacidad de un carril de la sección básica de autopista, y se expresa como c-100 para secciones tipo A y tipo B, y c-200 para secciones tipo C que son más restrictivas, dónde c es la capacidad por carril bajo condiciones ideales para una sección básica de autopista (Tabla N° 5.1) o segmento de carretera multicarril (Tabla N° 5.21).

Las limitaciones en la proporción de volumen, VR, refleja el carácter de cada tipo de configuración. Secciones tipo A se ocupan de flujos de entrecruzamiento pequeños que comprenden una minoría de la corriente de tráfico, porque el entrecruzamiento de vehículos normalmente no usa mayor número de carriles que los disponibles para este efecto.

Autopistas con áreas de entrecruzamiento tipo A no deben usarse para proporciones de flujos más grande que los mostrados en la tabla N° 5.14.

Tabla N° 5.14 Limitaciones en Secciones de Entrecruzamiento

Configuración	Capacidad de entrecruzamiento v_w (máx), veh/h	Máximo valor de v/N , veh/h	Máximo valor de VR		Máximo valor de R	Longitud máxima de entrecruzamiento, pies
			N	VR		
Tipo A	2000	c-100	2 3 4 5	1.00 0.45 0.35 0.22	0.5	2000
Tipo B	3500	c-100	0.8		0.5	2500
Tipo C	3000	c-200	0.5		0.4	2500

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Las secciones tipo C son más generosas ocupándose de proporciones de flujo más grandes de entrecruzamiento, pero todavía no es eficaz donde el flujo de entrecruzamiento domina el flujo total. Sólo las secciones tipo B manejan eficazmente las situaciones en que $VR > 0.550$ y $N > 2$.

5.2.2.4.- Criterio de nivel de servicio

El nivel de servicio de las áreas de entrecruzamiento se relaciona al promedio de densidad de todos los vehículos en la sección. El promedio de densidad en el área de entrecruzamiento se encuentra dividiendo el flujo total entre el promedio (media espacial) de la velocidad de todos los vehículos en la sección de entrecruzamiento, entonces se tiene:

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}}} \quad (5.9)$$

Donde S es el promedio (la media espacial) de la velocidad de todos los vehículos en la sección de entrecruzamiento en millas por hora, y todas las otras variables son previamente definidas. La densidad se encuentra entonces:

$$D = \frac{v/N}{S} \quad (5.10)$$

Donde D es la densidad expresada en vehículos ligeros por milla por carril (veh/mi/c).

La tabla N° 5.15 contiene los criterios para la definición del NS basado en la densidad en el área de entrecruzamiento. Se debe notar que el criterio se muestra para las autopistas así como para las carreteras multicarriles y carreteras tipo colector-distribuidor (C-D). Pueden aplicarse los procedimientos en este tema a secciones de entrecruzamiento en carreteras multicarriles usando una velocidad a flujo libre apropiada en la predicción de velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento.

En general se tienen densidades ligeramente mayores para cada nivel de servicio en comparación a las densidades en una sección básica de autopista. No se aplica este procedimiento a niveles de servicio cercanos a E ó F debido a que una falla en el funcionamiento ocurriría a densidades más bajas que las correspondientes a una sección básica de autopista, debido a la turbulencia adicional creada por los movimientos de entrecruzamiento.

Tabla N° 5.15 Criterio de Nivel de Servicio para Áreas de entrecruzamiento

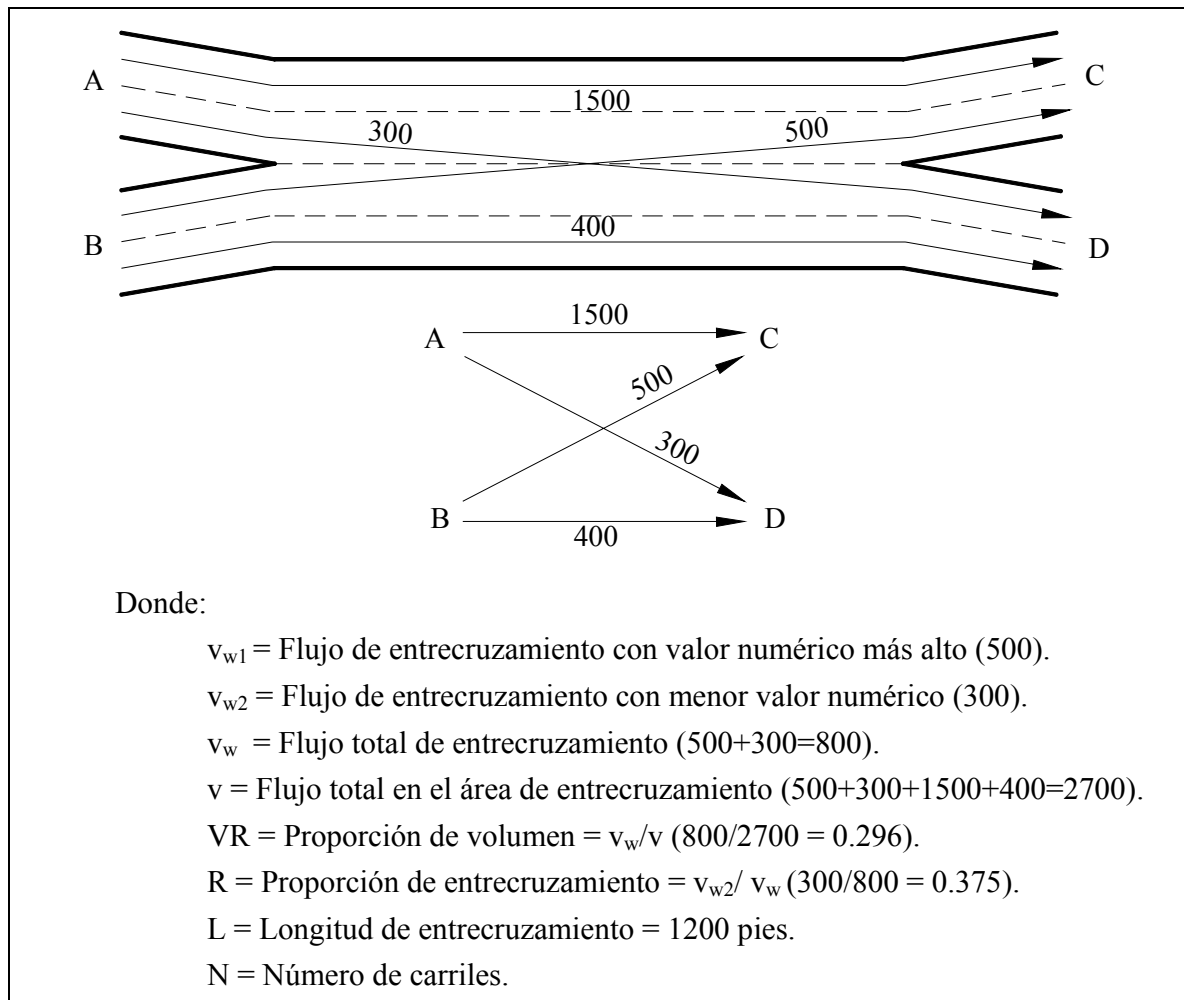
Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	
	Área de entrecruzamiento en autopista	Área de entrecruzamiento en carretera multicarril
A	10	12
B	20	24
C	28	32
D	35	36
E	≤43	≤40
F	>43	>40

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

5.2.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN

5.2.3.1.- Áreas de entrecruzamiento simple

Los pasos procesales para el análisis de un área de entrecruzamiento simple se dan más abajo. Se realizan los cálculos en el modo del análisis operacional. Deben especificarse todas las características de carretera y tráfico, incluso la longitud de entrecruzamiento, tipo de configuración, número de carriles, ancho de carriles, tipo de terreno, proporciones de flujo de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento, factor de hora pico, y composición de tráfico.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.19 Construcción y uso de diagramas de entrecruzamiento

El análisis se hace más fácil a través del uso de un diagrama de entrecruzamiento. La figura N° 5.19 muestra un diagrama de este tipo, un diagrama esquematiza los flujos con líneas rectas. Los flujos en el diagrama de entrecruzamiento deben representar las proporciones de flujo máximo para 15 minutos bajo condiciones ideales, expresado en vehículos por hora (veh/h).

El nivel de servicio en un área de entrecruzamiento se evalúa siguiendo los pasos presentados a continuación.

Paso 1.-Establecer características de la vía y condiciones de tráfico.

Las características de la vía incluyen la longitud, el número de carriles, y tipo de configuración para el área de entrecruzamiento bajo estudio.

La tabla N° 5.10 sirve para asignar el tipo de configuración. Otras características de importancia son: ancho de carriles y el terreno general o pendiente de la sección.

Las condiciones de tráfico incluyen la distribución de tipos del vehículo en la corriente de tráfico, así como el factor de hora pico.

Debido a que el área de entrecruzamiento debe analizarse en base a las proporciones de flujo para un intervalo de tiempo de 15 min. en la hora pico, los volúmenes de cada hora deben ser ajustados dividiendo por el factor de hora pico. Debe notarse que los flujos de cada corriente en un área de entrecruzamiento no pueden tener el mismo factor de hora pico, por lo que deberá considerarse cada uno de ellos por separado en este sentido.

Paso 2.-Convertir de todos los volúmenes de tráfico a flujos máximos bajo condiciones ideales.

Para este efecto se debe usar la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{FHP \times f_{vp} \times f_c} \quad (5.11)$$

Donde:

v = Flujo para 15 minutos bajo condiciones ideales (veh/h).

V = Volumen horario (veh/h).

FHP = Factor de hora pico.

f_{vp} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

f_c = factor de ajuste por población de conductores.

Paso 3.-Estructurar el diagrama de entrecruzamiento.

Un diagrama de entrecruzamiento como el mostrado en la figura N° 5.19 se construye ahora, con todos los flujos indicados como proporciones de flujo máximo bajo condiciones ideales en vehículos por hora. Las variables críticas se identifican y computan como se muestra en la figura N° 5.19.

Paso 4.-Calcular las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento bajo funcionamiento no-restringido.

Usando los factores de intensidad de entrecruzamiento para una configuración apropiada con ayuda de la tabla N° 5.12, calcular la velocidad promedio (media espacial) para entrecruzamiento no-restringido. El funcionamiento no-restringido es supuesto para este paso.

Paso 5.-Comprobar el funcionamiento restringido.

Usando las velocidades calculadas en el paso 4, estimar el número de carriles necesarios para el entrecruzamiento de vehículos para lograr funcionamiento no-restringido usando las ecuaciones de la tabla N° 5.13. Comparar el valor obtenido de N_w con el valor clasificado de N_w (máx) para determinar si el funcionamiento es restringido o no-restringido.

Si $N_w \leq N_w(\text{máx})$, el funcionamiento es no-restringido, y las velocidades calculadas en el paso 4 son correctas. Si $N_w > N_w(\text{máx})$, el funcionamiento es restringido y los valores de S_w y S_{nw} deben ser recalculados usando la ecuación 5.8 y el factor de intensidad de entrecruzamiento restringido para la configuración apropiada mediante la tabla N° 5.12.

Paso 6.-Calcular la velocidad promedio (media espacial) y la densidad de todos los vehículos en el área de entrecruzamiento.

Usar la ecuación 5.9 para calcular la velocidad promedio (media espacial) de todos los vehículos en la sección de entrecruzamiento. El resultado puede usarse en la ecuación 5.10 para calcular la densidad en la sección de entrecruzamiento, se tiene entonces:

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}}} \quad (5.9)$$

$$D = \frac{v/N}{S} \quad (5.10)$$

Paso 7.-Comprobar las limitaciones del área de entrecruzamiento.

La tabla N° 5.14 debe consultarse para asegurar que ninguna de las limitaciones especificadas se excede.

Donde la capacidad de entrecruzamiento se excede, es probable que se presenten problemas y un NS F prevalecerá por lo menos en el entrecruzamiento de vehículos. Donde se exceden los límites de VR o R, los problemas no necesitan ocurrir, pero las velocidades serían más bajas que aquéllas calculadas por las ecuaciones de la tabla N° 5.12.

Longitudes de entrecruzamiento más allá de los valores mostrados pueden analizarse por separado como rampas.

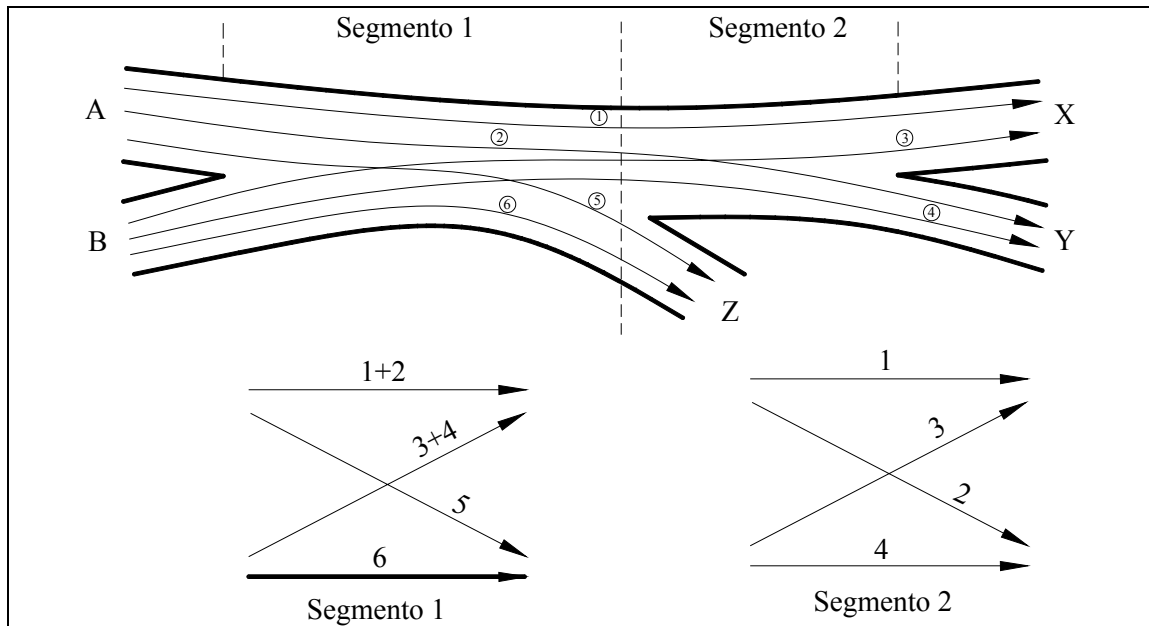
Paso 8.-Determinar el nivel de servicio (NS)

El valor estimado de densidad, D, en el área de entrecruzamiento se compara con el criterio establecido en la tabla N° 5.15 para determinar el nivel de servicio prevaleciente.

5.2.3.2.- Áreas de entrecruzamiento múltiple

Se forman las áreas de entrecruzamiento múltiples cuando un punto de convergencia es seguido estrechamente por dos puntos de divergencia o donde a dos puntos de convergencia sigue estrechamente un solo punto de divergencia. En estos casos más de una sección de entrecruzamiento tienen lugar encima de los mismos segmentos de autopista, y la turbulencia de cambio de carril puede ser más alta que las que se presentan en áreas de entrecruzamiento simple.

Los conductores seleccionarán dónde ejecutar sus cambios de carril requeridos de una manera que minimiza la interferencia con otros movimientos de entrecruzamiento cuidadosamente. Las figuras N° 5.20 y 5.21 muestran los dos tipos de áreas de entrecruzamiento múltiple y donde tienen lugar los movimientos probables de entrecruzamiento. Los diagramas de entrecruzamiento pueden desarrollarse para cada sub-segmento del área de entrecruzamiento, cada uno de los cuales puede analizarse como un área de entrecruzamiento simple que usa los procedimientos antes detallados.



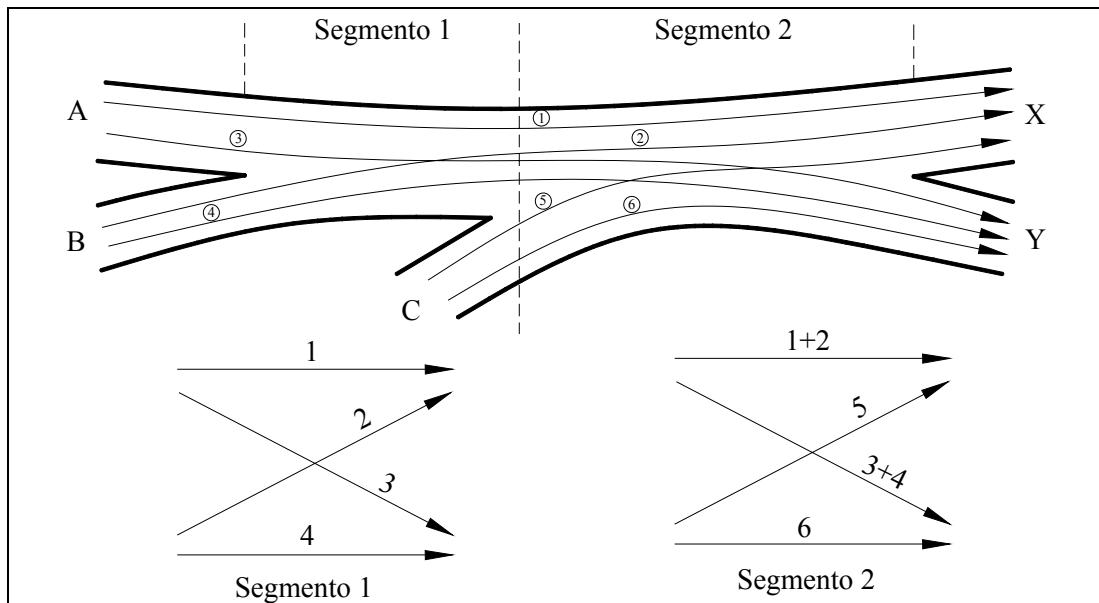
Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.20 Flujos de entrecruzamiento en un área de entrecruzamiento múltiple formada por una convergencia seguida de dos divergencias.

La figura N° 5.20 muestra una sola área de convergencia seguida por dos áreas de divergencia.

La figura N° 5.21 muestra dos áreas de convergencia seguidas por una sola área de divergencia. En ambos casos esta probabilidad de movimientos está sujeta a la voluntad de los conductores, sin embargo, los mismos buscarán realizar el entrecruzamiento en lugares donde no se pueda crear mucha turbulencia, dando como resultado los movimientos presentados en las dos figuras.

Así, el análisis de áreas de entrecruzamiento múltiple involucra la construcción de un apropiado diagrama de entrecruzamiento para cada sub-segmento. Una vez establecidos estos diagramas, cada sub-segmento pueden analizarse como un área de entrecruzamiento simple.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.21 Flujos de entrecruzamiento en un área de entrecruzamiento formada por dos divergencias seguida de una convergencia.

5.2.4.-PROBLEMAS RESUELTOS

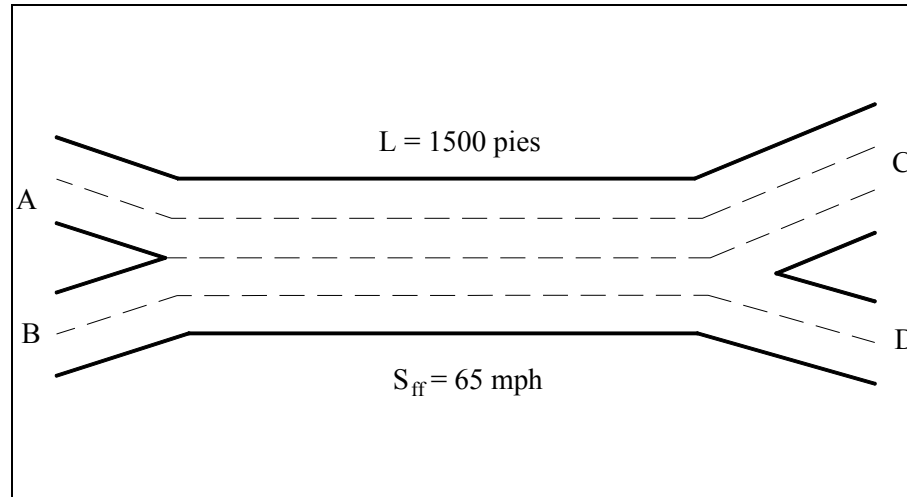
Los ejemplos de cálculo mostrados a continuación ilustran la aplicación e interpretación de la metodología presentada en este tema.

Ej. 5.2.1.- Se tiene un área de entrecruzamiento mayor como se muestra en la figura N° 5.22. Determinar el nivel de servicio al que operará la sección.

Datos:

- Volúmenes de tráfico: A-C = 1815 veh/h.
A-D = 692 veh/h.
B-C = 1037 veh/h.
B-D = 1297 veh/h.
- 10 % de camiones.
- FHP = 0.91.
- Terreno llano.
- Ancho de carril de 12 pies sin obstrucciones laterales.

- Población de conductores habituales familiarizados con la vía.
- Velocidad a flujo libre: $S_{ff} = 65$ mi/h.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.22 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.1

Solución:

El cálculo sigue los pasos establecidos en el procedimiento de aplicación.

Paso 1.-Establecer características de la vía y condiciones de tráfico.

Dadas las características geométricas existentes y volúmenes de tráfico en la descripción, se tiene una configuración del tipo B (ver tabla N° 5.10). El movimiento de entrecruzamiento B-C pueden hacerse sin la necesidad de un cambio de carril, y el movimiento A-D requiere para el cruce solo un carril de cambio.

Paso 2.-Convertir todos los volúmenes de tráfico a flujos máximos bajo condiciones ideales.

Se realiza el cálculo utilizando la ecuación 5.11 de la sección 5.2.3.1, tal como se muestra a continuación:

$$v = \frac{V}{FHP \times f_{vp} \times f_c}$$

Donde:

FHP = 0.91 (dato)

$E_T = 1.5$ (Tabla N° 5.2)

$$f_{VP} = 0.95 \text{ (calculado como } 1/[1+0.10(1.5-1)])$$

$$f_C = 1.00 \text{ (dato)}$$

Se tiene entonces:

$$v_{A-C} = \frac{V_{A-C}}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{1815}{0.91 \times 0.95 \times 1} = 2100 \text{ veh/h}$$

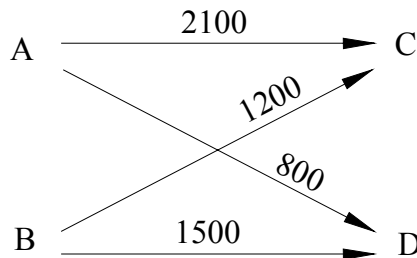
$$v_{A-D} = \frac{V_{A-D}}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{692}{0.91 \times 0.95 \times 1} = 800 \text{ veh/h}$$

$$v_{B-C} = \frac{V_{B-C}}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{1037}{0.91 \times 0.95 \times 1} = 1200 \text{ veh/h}$$

$$v_{B-D} = \frac{V_{B-D}}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{1297}{0.91 \times 0.95 \times 1} = 1500 \text{ veh/h}$$

Paso 3.-Estructurar el diagrama de entrecruzamiento.

Se construye un diagrama de entrecruzamiento usando los flujos calculados en el paso 2.



Pueden calcularse las proporciones críticas para el uso en el análisis:

$$v_w = 1200 + 800 = 2000 \text{ veh/h.}$$

$$v = 2000 + 2100 + 1500 = 5600 \text{ veh/h.}$$

$$R = 800/2000 = 0.400.$$

$$VR = 2000/5600 = 0.357.$$

Paso 4.-Calcular las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento bajo funcionamiento no-restringido.

Las velocidades no-restringidas de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento pueden ser estimadas usando la ecuación 5.8 y los factores de intensidad de entrecruzamiento se extraen de la tabla N° 5.12.

$$W_w = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.10(1+0.357)^{1.2} (5600/4)^{0.77}}{1500^{0.50}} = 0.9853$$

$$W_{nw} = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.02(1+0.357)^2 (5600/4)^{1.42}}{1500^{0.95}} = 1.0385$$

Entonces, en base a una velocidad de flujo libre de 65 mi/h para la autopista, las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento pueden calcularse mediante la ecuación 5.7 como sigue:

$$S_w = 15 + \frac{65-10}{1+0.9853} = 42.70 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{65-10}{1+1.0385} = 42.0 \text{ mi/h}$$

Paso 5.-Comprobar el funcionamiento restringido.

Se debe verificar el tipo de funcionamiento supuesto del entrecruzamiento usando el criterio de la tabla N° 5.13. De esta tabla, el número de carriles de entrecruzamiento requerido para el funcionamiento no restringido se calcula como sigue:

$$N_w = N[0.085 + 0.703VR + (234.8/L) - 0.018(S_{nw} - S_w)]$$

$$N_w = 4[0.085 + 0.703(0.357) + (234.8/1500) - 0.018(42.0 - 42.70)] = 2.4 \text{ carriles}$$

Como $N_w = 2.4$ carriles es menor que $N_w (\text{máx}) = 3.5$ carriles para la sección tipo B, el funcionamiento es no-restringido y las velocidades calculadas en el paso 4 permanecen sin modificación.

Paso 6.-Calcular la velocidad promedio (media espacial) y la densidad de todos los vehículos en el área de entrecruzamiento.

El nivel de servicio se encuentra primero calculando la velocidad promedio (media espacial) de todos los vehículos y con esto la densidad en el área de entrecruzamiento.

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{S_w + S_{nw}}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}} = \frac{2000 + 3600}{\frac{2000}{42.7} + \frac{3600}{42.0}} = 42.2 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{5600/4}{42.2} = 33.2 \text{ veh/h/c}$$

Paso 7.-Comprobar las limitaciones del área de entrecruzamiento.

Comparando los valores obtenidos y dados en el problema se encuentran dentro los límites establecidos en la tabla N° 5.14, por lo tanto, los resultados obtenidos son válidos.

Paso 8.-Determinar el nivel de servicio (NS)

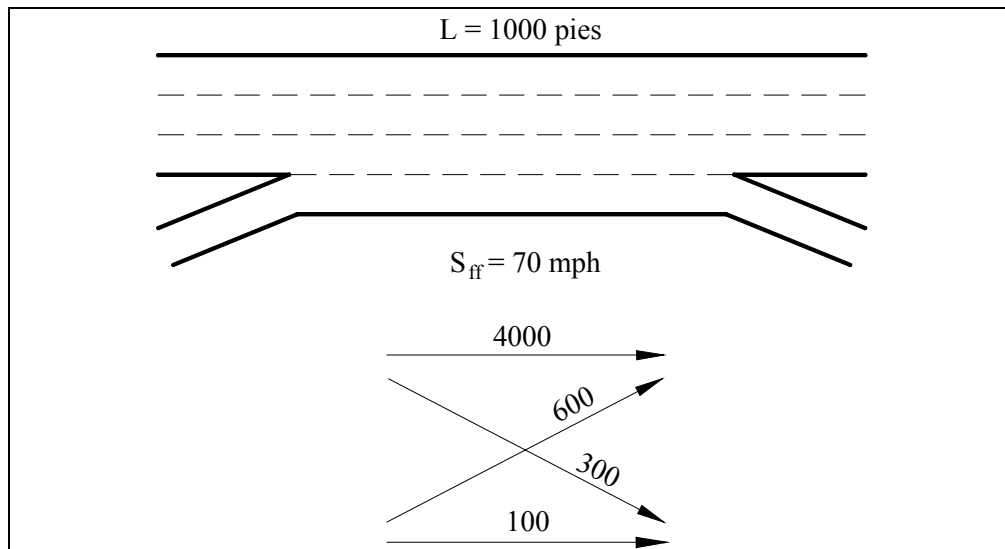
Con el valor de densidad D calculado en el paso 6, se ingresa en la tabla N° 5.15 de máximas densidades para un determinado nivel de servicio, dando como resultado:

$$\boxed{NS = D}$$

Ej. 5.2.2.-Se tiene una sección de entrecruzamiento con rampas donde ya se tiene como dato los flujos de tráfico para la hora pico, tal como se muestra en la figura N° 5.23. Determinar el nivel de servicio al que operará la sección.

Datos:

- Anchos de carril de 12 pies sin obstrucciones laterales.
- Terreno llano.
- 70 mi/h de velocidad a flujo libre medida en campo para la autopista.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.23 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.2

Solución:

Paso 1.-Establecer características de la vía y condiciones de tráfico.

Todas las características de la vía y condiciones de tráfico se especifican en los datos y en la grafica proporcionados. Se debe notar que se trata de una configuración tipo A porque ambos movimientos de cruce deben hacer un cambio de carril.

Paso 2.-Convertir de todos los volúmenes de tráfico a flujos máximos bajo condiciones ideales.

No se necesita realizar ninguna conversión, ya que los valores proporcionados en el ejemplo ya están expresados en proporciones de flujo (veh/h) en la hora pico para condiciones ideales.

Paso 3.-Estructurar el diagrama de entrecruzamiento.

Del diagrama de entrecruzamiento mostrado en la figura N° 5.23, pueden calcularse las proporciones críticas como sigue:

$$v_w = 600 + 300 = 900 \text{ veh/h.}$$

$$v = 900 + 4000 + 100 = 5000 \text{ veh/h}$$

$$VR = 900/5000 = 0.18$$

$$R = 300/900 = 0.33$$

Paso 4.-Calcular las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento bajo funcionamiento no-restringido.

Se extraen los factores de intensidad de entrecruzamiento de la tabla N° 5.12 para una sección de entrecruzamiento tipo A bajo funcionamiento no-restringido.

$$W_w = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.226(1+0.18)^{2.2} (5000/4)^{1.00}}{1000^{0.90}} = 0.8113$$

$$W_{nw} = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.02(1+0.18)^{4.0} (5000/4)^{1.30}}{1000^{1.00}} = 0.4117$$

Entonces, en base a una velocidad de flujo libre, S_{ff} , de 70 mi/h, pueden estimarse las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento como sigue:

$$S_i = 15 + \frac{S_{ff} - 10}{1 + W}$$

$$S_w = 15 + \frac{70 - 10}{1 + 0.8113} = 48.1 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{70 - 10}{1 + 0.4117} = 57.5 \text{ mi/h}$$

Paso 5.-Comprobar el funcionamiento restringido.

Se debe verificar el tipo de funcionamiento supuesto del entrecruzamiento usando el criterio de la tabla N° 5.13.

$$N_w = \frac{2.19 \times N \times VR^{0.521} \times L_H^{0.231}}{S_w^{0.438}} = \frac{2.19 \times 4 \times 0.18^{0.521} \times 10^{0.231}}{48.1^{0.438}} = 1.1 \text{ carriles}$$

Ya que el anterior resultado es menor al valor máximo de 1.4 carriles (tabla N° 5.13), la sección tiene un funcionamiento no-restringido. Las velocidades calculadas en el paso 4 son válidas.

Paso 6.-Calcular la velocidad promedio (media espacial) y la densidad de todos los vehículos en el área de entrecruzamiento.

El nivel de servicio se encuentra primero calculando la velocidad promedio (media espacial) de todos los vehículos y con esto la densidad en el área de entrecruzamiento.

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}}} = \frac{\frac{900 + 4100}{\frac{900}{48.1} + \frac{4100}{57.5}}}{\frac{900}{48.1} + \frac{4100}{57.5}} = 55.5 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{5000/4}{55.5} = 22.5 \text{ veh/h/c}$$

Paso 7.-Comprobar las limitaciones del área de entrecruzamiento.

Comparando los valores obtenidos y dados en el problema se encuentran dentro los límites establecidos en la tabla N° 5.14, por lo tanto, los resultados obtenidos son válidos.

Paso 8.-Determinar el nivel de servicio (NS)

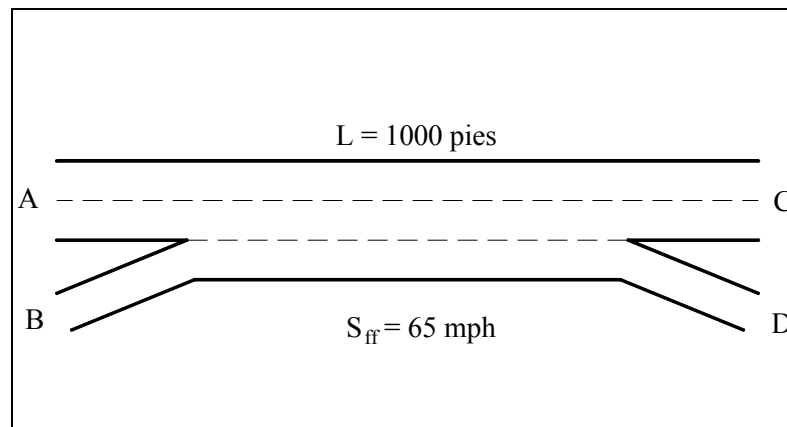
Con el valor de densidad D calculado en el paso 6, se ingresa en la tabla N° 5.15 de máximas densidades para un determinado nivel de servicio, dando como resultado:

$$\boxed{NS = C}$$

Ej. 5.2.3.- Determinar el nivel de servicio esperado para la sección de entrecruzamiento con rampas bajo funcionamiento restringido mostrada en la figura N° 5.24

Datos:

- Volúmenes de tráfico: A-C = 975 veh/h.
A-D = 650 veh/h.
B-C = 520 veh/h.
B-D = 0 veh/h.
- 15% de camiones.
- Población de conductores habituales familiarizados con la vía.
- FHP = 0.85
- Anchos de carril de 12 pies sin obstrucciones laterales.
- Terreno ondulado
- 65 mi/h de velocidad a flujo libre medida en campo.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.24 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.3

Solución:

Paso 1.-Establecer características de la vía y condiciones de tráfico.

Todas las características de la vía y condiciones de tráfico se especifican en el enunciado del problema. De acuerdo a la figura se ve claramente una configuración tipo A porque ambos movimientos de cruce requieren un carril de cambio.

Paso 2.-Convertir de todos los volúmenes de tráfico a flujos máximos bajo condiciones ideales.

Los volúmenes de la demanda dados deben convertirse en flujos máximos para la hora pico bajo condiciones ideales expresados en vehículos por hora.

$$v = \frac{V}{FHP \times f_{vp} \times f_c}$$

Donde:

FHP = 0.85 (dato)

$E_T = 3$ (Tabla N° 5.2)

$f_{vp} = 0.77$ (calculado como $1/[1+0.15(3-1)]$)

$f_c = 1.00$ (dato)

Se tiene entonces:

$$v_{A-C} = \frac{V_{A-C}}{FHP \times f_{vp} \times f_c} = \frac{975}{0.85 \times 0.77 \times 1} = 1490 \text{ veh/h}$$

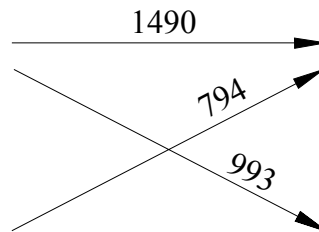
$$v_{A-D} = \frac{V_{A-D}}{FHP \times f_{vp} \times f_c} = \frac{650}{0.85 \times 0.77 \times 1} = 993 \text{ veh/h}$$

$$v_{B-C} = \frac{V_{B-C}}{FHP \times f_{vp} \times f_c} = \frac{520}{0.85 \times 0.77 \times 1} = 794 \text{ veh/h}$$

$$v_{B-D} = \frac{V_{B-D}}{FHP \times f_{vp} \times f_c} = \frac{0}{0.91 \times 0.95 \times 1} = 0 \text{ veh/h}$$

Paso 3.-Estructurar el diagrama de entrecruzamiento.

Se construye un diagrama de entrecruzamiento con los flujos obtenidos en el paso 2.



Las proporciones críticas pueden calcularse como sigue:

$$v_w = 993 + 794 = 1787 \text{ veh/h}$$

$$v = 1787 + 1490 = 3277 \text{ veh/h}$$

$$VR = 1787 / 3277 = 0.55$$

$$R = 794 / 1787 = 0.44$$

Paso 4.-Calcular las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento bajo funcionamiento no-restringido.

Se extraen los factores de intensidad de entrecruzamiento de la tabla N° 5.12 para una sección de entrecruzamiento tipo A bajo funcionamiento no-restringido.

$$W_w = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.226(1 + 0.55)^{2.2} (3277/3)^{1.00}}{1000^{0.90}} = 1.292$$

$$W_{nw} = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.02(1 + 0.55)^{4.0} (3277/3)^{1.3}}{1000^{1.0}} = 1.028$$

La velocidad estimada para el entrecruzamiento y no-entrecruzamiento de vehículos (bajo funcionamiento no-restringido) puede calcularse como sigue:

$$S_i = 15 + \frac{S_{fr} - 10}{1 + W}$$

$$S_w = 15 + \frac{65 - 10}{1 + 1.292} = 40.0 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{65 - 10}{1 + 1.028} = 42.1 \text{ mi/h}$$

Paso 5.-Comprobar el funcionamiento restringido.

Se debe verificar el tipo de funcionamiento supuesto del entrecruzamiento usando el criterio de la tabla N° 5.13.

$$N_w = \frac{2.19 \times N \times VR^{0.521} \times L_H^{0.231}}{S_w^{0.438}} = \frac{2.19 \times 3 \times 0.55^{0.521} \times 10^{0.231}}{40^{0.438}} = 1.6 \text{ carriles}$$

Como el número de carriles $N_w = 1.6$ es mayor al número máximo de carriles N_w (máx)=1.4 (tabla N° 5.13) para una sección de entrecruzamiento tipo A, la sección opera en un modo restringido. Los factores de intensidad de entrecruzamiento deben ser por lo tanto los correspondientes a este tipo de funcionamiento, se tiene entonces:

$$W_w = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.28(1 + 0.55)^{2.2} (3277/3)^{1.00}}{1000^{0.90}} = 1.600$$

$$W_{nw} = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.02(1 + 0.55)^{4.0} (3277/3)^{0.88}}{1000^{0.6}} = 0.863$$

y:

$$S_w = 15 + \frac{65 - 10}{1 + 1.600} = 36.2 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{65 - 10}{1 + 0.863} = 44.5 \text{ mi/h}$$

Paso 6.-Calcular la velocidad promedio (media espacial) y la densidad de todos los vehículos en el área de entrecruzamiento.

El nivel de servicio se encuentra primero calculando la velocidad promedio (media espacial) de todos los vehículos y con esto la densidad en el área de entrecruzamiento.

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{S_w + S_{nw}}}{\frac{1787 + 1490}{36.2 + 44.5}} = 39.6 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{3277/3}{39.6} = 27.6 \text{ veh/h/c}$$

Paso 7.-Comprobar las limitaciones del área de entrecruzamiento.

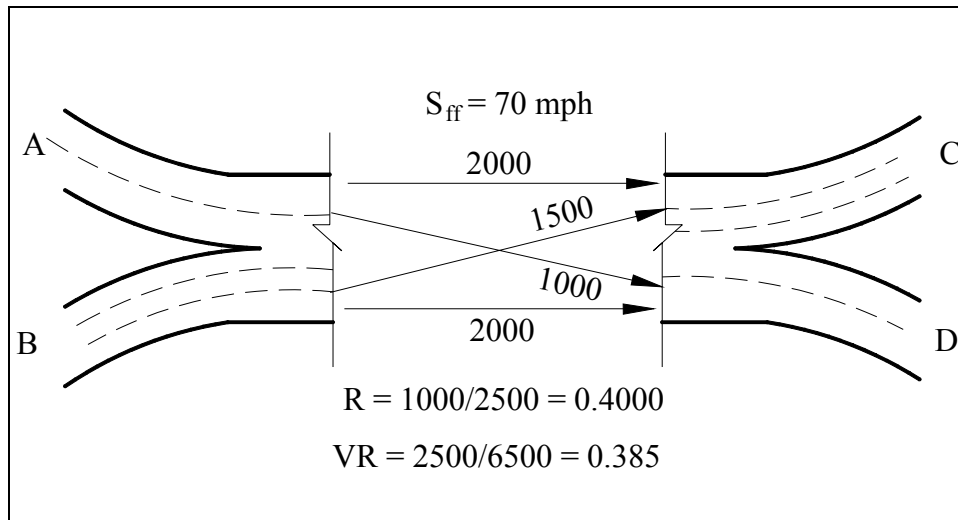
Comparando los valores obtenidos con los límites establecidos en la tabla N° 5.14 se observa que la proporción de volumen (VR) de 0.55 supera el valor máximo de 0.45. Esto significa que es probable que el funcionamiento sea más deficiente que el establecido en este análisis, aunque no necesariamente van a ocurrir fallas en el funcionamiento. La solución a este tipo de problemas se da adecuando las proporciones de volumen a un tipo de configuración que pueda satisfacer las demandas establecidas.

Paso 8.-Determinar el nivel de servicio (NS)

Con el valor de densidad D calculado en el paso 6, se ingresa en la tabla N° 5.15 de máximas densidades para un determinado nivel de servicio, dando como resultado:

$$\boxed{NS = C}$$

Ej. 5.2.4.- Considerar un área de entrecruzamiento en la unión de dos autopistas urbanas. Se espera que la configuración de entrada y salida de carriles sea como se muestra en la figura N° 5.25 que muestra las proporciones de flujo, bajo condiciones ideales para la hora pico, expresadas en vehículos por hora. El diseño limita la longitud de entrecruzamiento a 1500 pies. Se desea un NS C para el diseño de la sección.



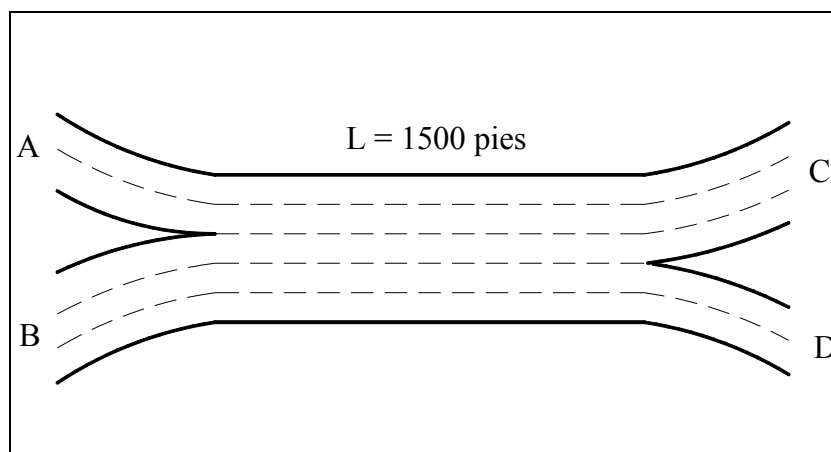
Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.25 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.4

Nota: La velocidad a flujo libre para el diseño se toma generalmente como la velocidad de diseño o limite de velocidad.

Solución:

El diseño de áreas de entrecruzamiento se realiza de mejor manera mediante un análisis de ensayo-error. Ya que se limita la longitud de la sección a 1500 pies, los diseños de ensayo empezarán con esta longitud supuesta. Dado el diseño anticipado de entrada y salida de carriles, el diseño más obvio sería una sección de cinco carriles como se muestra en la gráfica N° 5.25(a):



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.25 (a) Sección de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.4

Este diseño es el resultado de conectar cada uno de los cinco carriles de entrada con los cinco carriles de salida. Se debe notar que la configuración resultante es del tipo C, porque el movimiento B-C puede hacerse sin cambio de carril, además el movimiento A-D requiere un mínimo de dos cambios de carril. La sección resultante se analiza ahora para el nivel de servicio deseado.

Paso 1.-Establecer características de la vía y condiciones de tráfico.

Las características de la vía y condiciones de tráfico se especifican en la descripción anterior.

Paso 2.-Convertir de todos los volúmenes de tráfico a flujos máximos bajo condiciones ideales.

No se requiere realizar ninguna conversión ya que las proporciones de flujo de demanda son para la hora pico bajo condiciones ideales expresadas en vehículos por hora.

Paso 3.-Estructurar el diagrama de entrecruzamiento.

El diagrama de entrecruzamiento se muestra en la figura N° 5.25.

Paso 4.-Calcular las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento bajo funcionamiento no-restringido.

Las velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento para configuración tipo C se calculan usando las ecuaciones de la tabla N° 5.12:

$$W_w = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.100(1 + 0.385)^{1.8} (6500/5)^{0.8}}{1500^{0.5}} = 1.438$$

$$W_{nw} = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.015(1 + 0.385)^{1.8} (6500/5)^{1.1}}{1500^{0.5}} = 1.853$$

y:

$$S_w = 15 + \frac{70 - 10}{1 + 1.438} = 39.6 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{70 - 10}{1 + 1.853} = 36.0 \text{ mi/h}$$

Paso 5.-Comprobar el funcionamiento restringido.

Se debe verificar el tipo de funcionamiento supuesto del entrecruzamiento usando el criterio de la tabla N° 5.13.

$$N_w = N [0.761 - 0.011 L_H - 0.005 (S_{nw} - S_w) + 0.047 VR]$$

$$N_w = 5 [0.761 - 0.011 \times 15 - 0.005 (36.0 - 39.6) + 0.047 \times 0.385] = 3.2 \text{ carriles}$$

El valor calculado de $N_w = 3.2$ es mayor al valor de N_w (máx) = 3.0 establecido en la tabla N° 5.13, por lo tanto, se tiene un funcionamiento restringido y las velocidades deben ser recalculadas para este efecto.

$$W_w = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.100(1 + 0.385)^{2.0} (6500/5)^{0.85}}{1500^{0.5}} = 2.200$$

$$W_{nw} = \frac{a(1 + VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.013(1 + 0.385)^{1.6} (6500/5)^{1.00}}{1500^{0.5}} = 0.735$$

y:

$$S_w = 15 + \frac{70 - 10}{1 + 2.200} = 33.8 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{70 - 10}{1 + 0.735} = 49.6 \text{ mi/h}$$

Paso 6.-Calcular la velocidad promedio (media espacial) y la densidad de todos los vehículos en el área de entrecruzamiento.

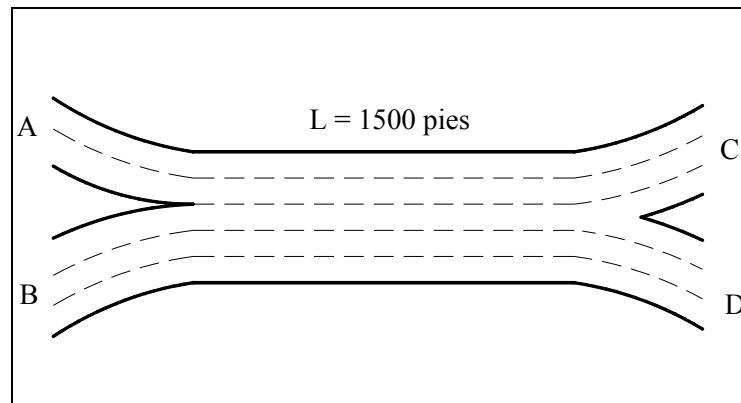
El nivel de servicio se encuentra primero calculando la velocidad promedio (media espacial) de todos los vehículos y con esto la densidad en el área de entrecruzamiento.

$$S = \frac{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}} = \frac{\frac{2500}{33.8} + \frac{4000}{49.6}}{\frac{2500}{33.8} + \frac{4000}{49.6}} = 42.0 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{6500/5}{42.0} = 31.0 \text{ veh/h/c}$$

De la tabla N° 5.15 se tiene como resultado un $NS = D$. Este nivel de servicio no se encuentra dentro de los parámetros requeridos de diseño ($NS = C$). Además, la gran diferencia de velocidades de entrecruzamiento y no-entrecruzamiento sugieren que este diseño es impropio para la demanda establecida. En particular, no es apropiado tener 1000 vehículos en la dirección de menor flujo de entrecruzamiento haciendo que estos realicen dos cambios de carril en una longitud de 1500 pies.

Como la longitud de entrecruzamiento se restringe a 1500 pies la solución pasa por el cambio de configuración del entrecruzamiento. Una configuración tipo B puede crearse agregando un carril de salida en el ramal D. Esto resuelve el problema principal en la sección, porque los 1000 veh/h en la dirección de entrecruzamiento menor deben hacer sólo un cambio de carril ahora. La sección resultante es la figura N° 5.25 (b), tal como se muestra a continuación:



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.25 (b) Sección de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.4

Con este tipo de configuración se revisan los pasos de análisis:

Paso 1.- Las características de carretera y tráfico están establecidas.

Paso 2.- Todos los flujos se expresan en vehículos por hora para condiciones ideales.

Paso 3.- La figura N° 5.25 incluye el diagrama de entrecruzamiento.

Paso 4.- Se seleccionan las ecuaciones de velocidad de la tabla N° 5.12 para una configuración tipo B bajo funcionamiento no-restringido.

$$W_w = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.100(1+0.385)^{1.2} (6500/5)^{0.77}}{1500^{0.5}} = 0.954$$

$$W_{nw} = \frac{a(1+VR)^b (v/N)^c}{L^d} = \frac{0.02(1+0.385)^{2.0} (6500/5)^{1.42}}{1500^{0.95}} = 0.974$$

y

$$S_w = 15 + \frac{70-10}{1+0.954} = 45.7 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{70-10}{1+0.974} = 45.4 \text{ mi/h}$$

Paso 5.- Se verifica el tipo de funcionamiento usando las ecuaciones de la tabla N° 5.13.

$$N_w = N \left[0.085 + 0.703 VR + \frac{234.8}{L} - 0.018(S_{nw} - S_w) \right]$$

$$N_w = 5 \left[0.085 + 0.703 \times 0.385 + \frac{234.8}{1500} - 0.018(45.4 - 45.7) \right] = 2.6 \text{ carriles}$$

El valor calculado de $N_w = 2.6$ es menor al valor máximo admisible de $N_w (\text{máx}) = 3.5$, por lo que el funcionamiento de la sección es no-restringido.

Paso 6.- Se realiza el cálculo de la velocidad promedio y densidad de vehículos en la sección.

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{S_w + S_{nw}}}{\frac{2500}{45.7} + \frac{4000}{45.4}} = \frac{2500 + 4000}{\frac{2500}{45.7} + \frac{4000}{45.4}} = 45.5 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{6500/5}{45.5} = 28.6 \text{ veh/h/c}$$

Paso 7.- Todos los valores calculados en este procedimiento se encuentran dentro los límites establecidos en la tabla N° 5.14. Por lo tanto, los resultados obtenidos son válidos.

Paso 8.- Con la densidad calculada en el paso 6, se define el nivel de servicio de la sección utilizando la tabla N° 5.15, dando como resultado:

$$\boxed{NS = D}$$

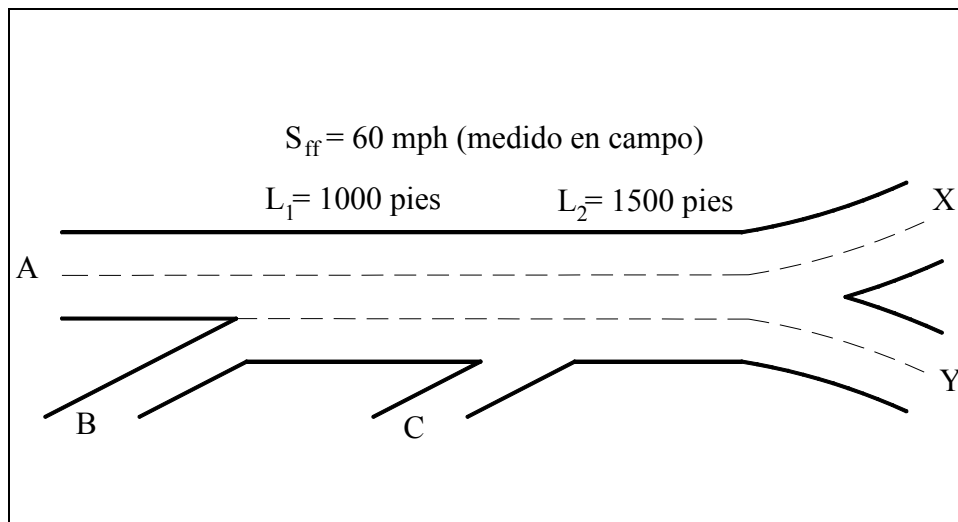
Vemos nuevamente que no se alcanzó el nivel de servicio deseado pese al cambio de configuración, pero en el segundo intento la densidad se aproxima bastante al límite máximo de densidad para el nivel de servicio C. Dada la limitación en la longitud de entrecruzamiento, no hay alternativa práctica que mejore el funcionamiento.

Esta demostrado que una configuración adecuada mejora de gran manera el funcionamiento de un área de entrecruzamiento.

Ej. 5.2.5.- Determinar el nivel de servicio al que operaría el área de entrecruzamiento múltiple mostrado en la figura N° 5.26.

Datos:

- Flujos de tráfico:
 - A-X = 900 veh/h.
 - B-X = 400 veh/h.
 - A-Y = 1000 veh/h.
 - B-Y = 200 veh/h.
 - C-X = 300 veh/h.
 - C-Y = 100 veh/h.
- Anchos de carril y obstrucciones laterales ideales.
- Terreno llano.

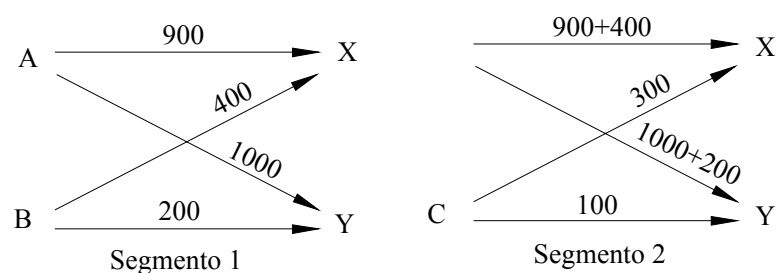


Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.26 Área de entrecruzamiento para el Ej. 5.2.5

Solución:

Una sección de entrecruzamiento múltiple se analiza como dos áreas de entrecruzamiento simples separadas. El paso inicial en el análisis es construir el diagrama de entrecruzamiento para los dos sub-segmentos del área de entrecruzamiento múltiple. El área de entrecruzamiento bajo el estudio es del tipo ilustrado en la figura N° 5.21, es decir, dos áreas de convergencia seguidas estrechamente por un área de divergencia. Se construyen entonces los diagramas de entrecruzamiento.



Nótese que los dos diagramas de entrecruzamiento tienen una configuración de entrecruzamiento tipo B. En el segmento 1, el movimiento A-Y puede hacerse sin cambio de carril, y el movimiento que B-X requiere un cambio de carril. En el segmento 2, los movimientos A-Y y B-Y pueden hacerse sin cambios de carril, pero el movimiento C-X requiere un solo cambio de carril.

Se hacen cálculos de velocidad ahora para cada segmento. Nótese que se han completado los primeros tres pasos del procedimiento para los dos segmentos.

Segmento 1

Se estiman las velocidades incluyendo directamente la ecuación del factor de intensidad de entrecruzamiento de la tabla N° 5.12, tal como se muestra a continuación:

$$S_i = 15 + \frac{S_{ff} - 10}{1 + \frac{0.10(1 + VR)^{1.2} (v/N)^{0.77}}{L^{0.50}}}$$

$$S_w = 15 + \frac{60 - 10}{1 + \frac{0.10(1 + 0.560)^{1.2} (2500/3)^{0.77}}{1000^{0.50}}} = 40.5 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{60 - 10}{1 + \frac{0.02(1 + 0.560)^{2.0} (2500/3)^{1.42}}{1000^{0.95}}} = 40.4 \text{ mi/h}$$

El número de carriles requerido para el entrecruzamiento de vehículos bajo un funcionamiento no-restringido se calcula usando la ecuación apropiada de la tabla N° 5.13 y se compara con el valor máximo de 3.5 carriles, también obtenido de la tabla N° 5.13, para una configuración tipo B.

$$N_w = N \left[0.085 + 0.703 VR + \frac{234.8}{L} - 0.018(S_{nw} - S_w) \right]$$

$$N_w = 3 \left[0.085 + 0.703 \times 0.560 + \frac{234.8}{1000} - 0.018(40.4 - 40.5) \right] = 2.2 \text{ carriles} < 3.5 \text{ carriles}$$

Por lo tanto, el funcionamiento de la sección es no-restringido.

Para este segmento ninguna de las limitaciones de la tabla N° 5.14 es excedida. Se calculan entonces la velocidad media y densidad para encontrar el nivel de servicio.

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}}} = \frac{\frac{1400 + 1100}{\frac{1400}{40.5} + \frac{1100}{40.4}}}{40.5} = 40.5 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{2500/3}{40.5} = 20.6 \text{ veh/h/c}$$

De la tabla N° 5.15 con el valor de densidad calculado se obtiene para el segmento 1:

$$\boxed{NS = C}$$

Segmento 2

Se usan las mismas ecuaciones que el segmento 1, porque los dos son de configuración tipo B.

$$S_w = 15 + \frac{60 - 10}{1 + \frac{0.10(1 + 0.517)^{1.2}(2900/3)^{0.77}}{1500^{0.50}}} = 42.1 \text{ mi/h}$$

$$S_{nw} = 15 + \frac{60 - 10}{1 + \frac{0.02(1 + 0.517)^{2.0}(2900/3)^{1.42}}{1500^{0.95}}} = 43.3 \text{ mi/h}$$

El número de requerido para el entrecruzamiento de vehículos es:

$$N_w = 3 \left[0.085 + 0.703 \times 0.517 + \frac{234.8}{1500} - 0.018(43.3 - 42.1) \right] = 1.8 \text{ carriles} < 3.5 \text{ carriles}$$

Se tiene por lo tanto un funcionamiento no-restringido.

Ninguno de las limitaciones de la tabla N° 5.14 es excedida. Por lo tanto, se calculan la velocidad media y densidad para encontrar el nivel de servicio.

$$S = \frac{\frac{v_w + v_{nw}}{\frac{v_w}{S_w} + \frac{v_{nw}}{S_{nw}}}} = \frac{\frac{1500 + 1400}{\frac{1500}{42.1} + \frac{1400}{43.3}}}{42.1} = 42.7 \text{ mi/h}$$

$$D = \frac{v/N}{S} = \frac{2900/3}{42.7} = 22.6 \text{ veh/h/c}$$

De la tabla N° 5.15 con la densidad calculada se obtiene:

$$\boxed{NS = C}$$

5.3.- RAMPAS Y UNIONES DE RAMPA

5.3.1.-INTRODUCCIÓN

Una rampa puede describirse como una longitud de una carretera que proporciona una conexión exclusiva entre dos vías. El análisis de uniones de rampa-autopista es el enfoque de este tema. Pueden aplicarse también los procedimientos a carreteras multicarriles y de dos carriles, siempre que los movimientos de convergencia y divergencia que involucran el análisis no estén controlados por semáforos o paradas.

5.3.1.1.- Componentes de la rampa

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

1. La unión rampa-autopista,
2. La unión rampa-carretera, y
3. La unión rampa-calle.

Una unión rampa-autopista generalmente se diseña para permitir altas velocidades de convergencia o divergencia con una interrupción mínima en el tráfico de la autopista adyacente. Las características geométricas de uniones rampa-autopista varían. Los elementos como la longitud y tipo de aceleración o desaceleración en el carril, velocidad de flujo libre de la rampa próxima a la unión, y la distancia de visibilidad pueden influenciar en el funcionamiento de la rampa.

Las normas de diseño geométrico de rampas y uniones de rampas son dadas por la AASHTO (Libro Verde).

Las características geométricas de la rampa varían de lugar en lugar. Las rampas pueden variar por lo que se refiere al número de carriles (normalmente uno o dos), velocidad de diseño, pendiente, y el alineamiento horizontal.

El diseño de una rampa en carretera raramente presenta dificultad operacional a menos que un incidente de tráfico cause una interrupción a lo largo de su longitud. En el diseño de una rampa en calle se pueden presentar problemas causando filas de automóviles a lo largo de la longitud de la rampa.

5.3.1.2.- Características operacionales

Una unión de rampa-autopista es un área donde las demandas de tráfico compiten por espacio. El tráfico de la autopista corriente arriba compite por espacio para entrar con los vehículos de la rampa de entrada en el área de convergencia. La demanda de la rampa de entrada es normalmente generada localmente, aunque las arterias y colectores pueden traer algunos conductores a la rampa de orígenes más distantes. La demanda de la autopista corriente arriba es un compuesto de modelos de generación de viaje corriente arriba de una variedad de fuentes.

En las áreas de convergencia, los vehículos de la rampa de entrada intentan encontrar los espacios en la corriente de tráfico del carril de la autopista adyacente. Dado que la mayoría de las rampas está en el lado derecho de la autopista, el carril de la autopista en que los vehículos de la rampa de entrada buscan los espacios es el carril de hombrera, designado en este tema como Carril 1. Se numeran los carriles de 1 a N de la hombrera a la medianera.

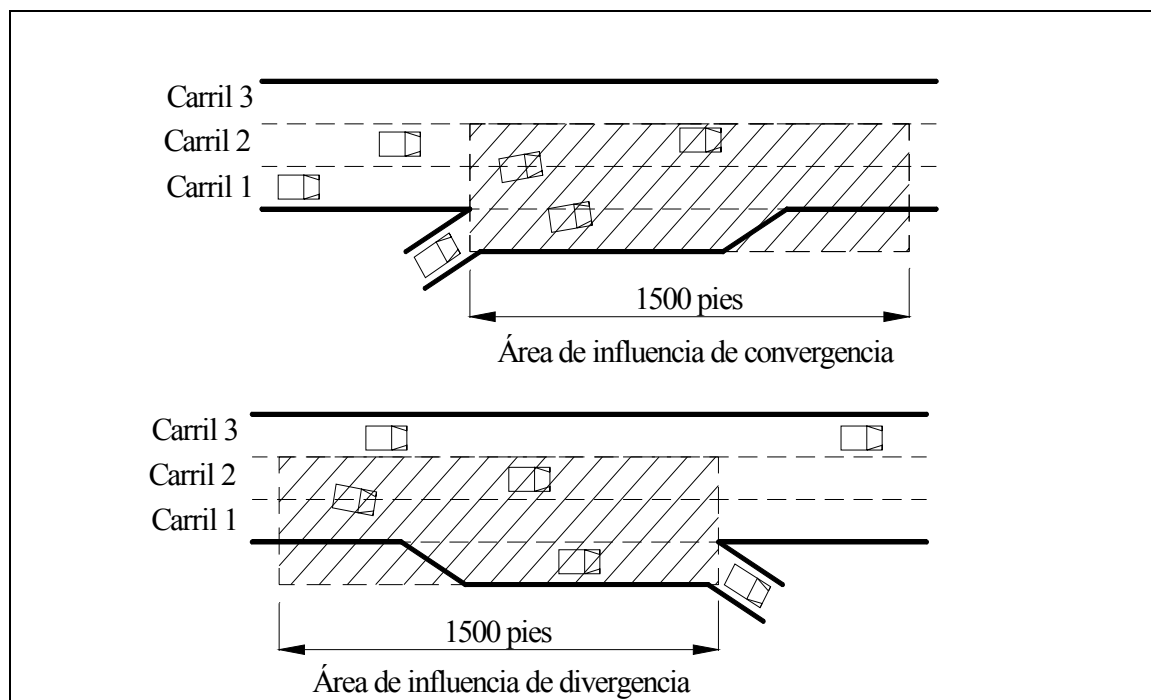
La acción individual de vehículos que convergen en el Carril 1 de la corriente de tráfico crea la turbulencia en la corriente tráfico en las proximidades a la rampa. Los próximos vehículos de la autopista se acercan a la izquierda para evitar esta turbulencia. Estudios recientes han demostrado que el efecto operacional de convergencia de vehículos es más pesado en los carriles 1 y 2 de la autopista y el carril de aceleración se extiende a una distancia de 1500 pies (457 m) corriente abajo del punto físico de convergencia. La figura N° 5.27 muestra el “área de influencia” para las uniones de rampa de entrada. Modelos presentados en este tema enfocan las características operacionales dentro de ésta área de influencia definida.

Las interacciones son dinámicas. Considerando que la intensidad de flujo de la rampa generalmente influye en la conducta de vehículos de la autopista, la congestión de la autopista general también puede limitar el flujo de la rampa, causando la desviación a otros intercambios o rutas.

En las rampas de salida la maniobra básica es una divergencia, es decir, un solo tráfico que se separa en dos corrientes separadas. Los vehículos de salida deben ocupar el carril adyacente a la rampa de salida, el Carril 1 de la mano derecha para una rampa de salida. Así, cuando la rampa de salida esta próxima, los vehículos que van a salir se mueven a la derecha. Este movimiento provoca una redistribución de otros vehículos de la autopista, que se mueven a la izquierda para evitar la turbulencia en el área de divergencia cercana. Recientes estudios muestran también que el área de más intensa turbulencia es el carril de desaceleración más los Carriles 1 y 2 mas allá de 1500 pies corriente arriba del punto físico de divergencia (Figura N° 5.27).

Los procedimientos en este tema tratan flujos en rampas y autopistas como datos de entradas para un análisis operacional de áreas de influencia de convergencia o divergencia. Así, el diseño y planeamiento aplica procesos de cómputo ensayo y error. Este procedimiento es lógico, porque la rampa es un punto localizado en una vialidad donde los flujos son conocidos o especificados.

Los procedimientos en este tema asumen que la conducta de convergencia o divergencia de vehículos no es afectado por restricciones o separaciones corriente arriba o corriente abajo.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.27 Áreas de Influencia para rampas de entrada y salida

5.3.1.3.- Longitud de aceleración y desaceleración

Un parámetro geométrico crítico que influye en el funcionamiento de áreas de convergencia y divergencia es la longitud del carril de aceleración (L_A) o de desaceleración (L_D). La longitud de estos carriles se mide desde el punto en que converge el borde izquierdo del carril de la rampa y el borde derecho del carril de la autopista hasta el final del segmento que conecta la rampa con la autopista. El punto de convergencia se define generalmente por señales pintadas o barreras físicas, o ambos.

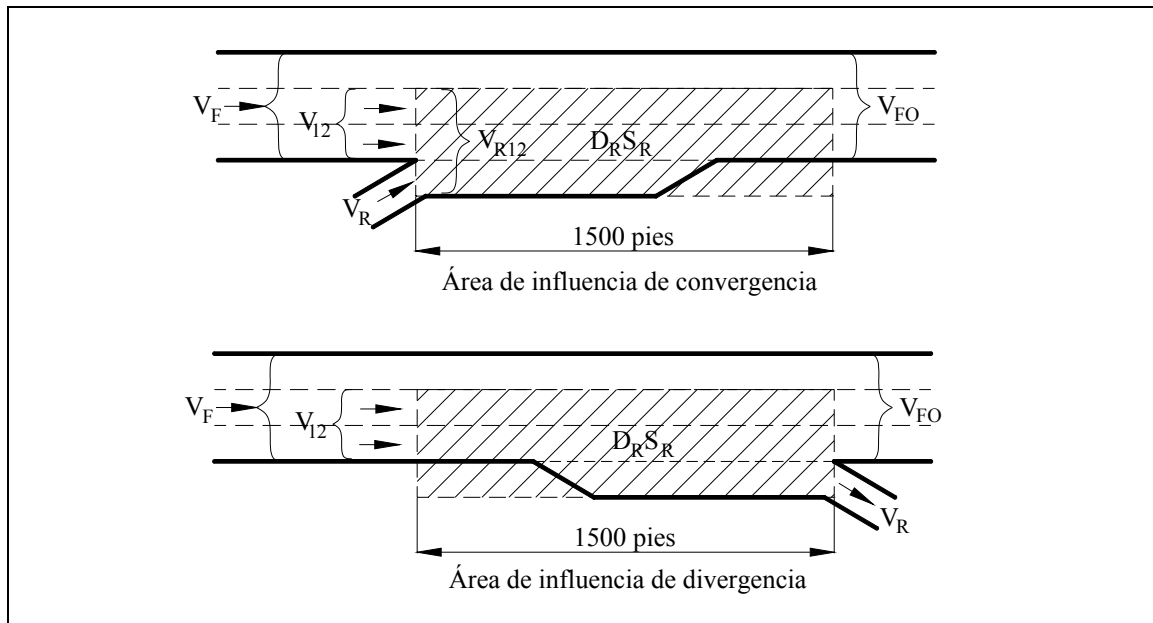
5.3.2.- METODOLOGÍA

Como se muestra en la figura N° 5.27, una aproximación básica de medición del área de divergencia o convergencia se enfoca en un área de 1500 pies (460 m.) incluyendo los carriles de aceleración o desaceleración y los carriles 1 y 2 de la autopista.

La metodología presenta tres características principales:

1. El flujo que entra en los carriles 1 y 2 inmediato corriente arriba del área de influencia de convergencia o el principio del carril de desaceleración a una rampa de salida es determinado. Este flujo se denomina V_{12} .
2. Los valores críticos de capacidad son determinados, y se comparan los flujos de demanda con estos valores. La comparación determina si el área de divergencia o convergencia puede presentar fallas de funcionamiento. Se evalúa la capacidad a dos puntos: (a) el flujo total máximo proveniente del área de divergencia o convergencia (V_{FO} para rampas de entrada; $V_{FO} + V_R$ para rampas de salida) y (b) el flujo total máximo que puede entrar razonablemente en el área de influencia de convergencia o divergencia (V_{R12} para rampas de entrada; V_{12} para rampas de salida). Si la demanda excede cualquiera estos dos valores de capacidad, una falla en el funcionamiento es probable.
3. La densidad en el área de influencia de convergencia o divergencia (D_R) y el nivel de servicio basado en este valor se determinan. Para algunas situaciones, la velocidad promedio de vehículos dentro del área de convergencia o divergencia (S_R) también puede predecirse.

La figura N° 5.28 muestra estas variables importantes y su relación entre ellas. Se expresan todos los aspectos del modelo y criterio de NS en proporciones de flujo de máximo equivalentes en vehículos ligeros para los 15 min. máximos de la hora de interés. Por consiguiente, debe realizarse la conversión de los volúmenes a flujos equivalentes para la hora de máxima demanda bajo condiciones ideales.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.28 Valores críticos de uniones de rampa

La ecuación 5.12 se usa para convertir los volúmenes de demanda a proporciones de flujo.

$$V = \frac{V \text{ (veh/h)}}{FHP \times f_{vp} \times f_c} \quad (5.12)$$

Donde:

V = Flujo para 15 minutos bajo condiciones ideales.

V (veh/h) = Volumen horario.

FHP = Factor de hora pico.

f_{vp} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

f_c = Factor de ajuste por población de conductores.

5.3.2.1.- Predicción del flujo de entrada en los carriles 1 y 2 (V_{I2})

Los estudios han demostrado que los factores principales que influyen en la distribución de vehículos en los carriles de la autopista corriente arriba de un área de convergencia o divergencia son los siguientes:

- V_F , flujo total de la autopista total en las proximidades de un área de convergencia o divergencia (veh/h).

- V_R , flujo total de la rampa (veh/h).
- L_A o L_D , longitud total del carril de aceleración o desaceleración (pies).
- S_{FR} , velocidad a flujo libre de la rampa al punto de convergencia o divergencia (mi/h).

De éstos, el flujo total de la autopista es el factor dominante. El flujo total de la rampa juega un papel importante en la distribución por carril inmediatamente corriente arriba de las rampas de salida, porque todo el tráfico de la rampa debe estar en el carril 1 de acceso a la rampa. Para las rampas de entrada, este parámetro tiene una influencia sorprendentemente pequeña sobre el flujo que entra en los carriles 1 y 2.

La longitud del carril de aceleración o desaceleración también influye en la distribución. En áreas de convergencia, los carriles de aceleración más largos contribuyen a bajar los niveles de turbulencia y disminuir densidades en el área de influencia de convergencia. Así, la probabilidad de que los vehículos se muevan hacia los carriles de la izquierda para evitar la turbulencia disminuye, y V_{12} tiende a aumentar. La influencia de la longitud del carril de desaceleración es menor en áreas de divergencia. Las altas velocidades de flujo libre en rampas tienden a empujar a los conductores más hacia la izquierda evitando altas velocidades de convergencia o divergencia.

La distribución por carril a una rampa dada, puede ser influenciada también por los flujos en rampas adyacentes corriente arriba y corriente abajo. Cuando las rampas cercanas inyectan o quitan vehículos del carril 1, la distribución por carril total de vehículos puede sufrir una severa alteración, las variables críticas son:

- V_U , flujo total en una rampa adyacente corriente arriba (veh/h).
- V_D , flujo total en una rampa adyacente corriente abajo (veh/h).
- D_U , distancia a la rampa adyacente corriente arriba (pies).
- D_D , distancia a la rampa adyacente corriente abajo (pies).

5.3.2.1.1- Modelo general

El modelo formulado para la predicción de V_{12} inmediatamente corriente arriba de un solo carril, para la rampa de ingreso por la derecha es:

$$\boxed{V_{12} = V_F \times P_{FM}} \quad (5.13)$$

Donde P_{FM} es la proporción de vehículos de la autopista que permanecen en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente arriba de una rampa de entrada.

Este modelo permite retener la importancia del flujo total de la autopista determinando el flujo en los carriles 1 y 2, y P_{FM} expresa las opciones del conductor para seleccionar los carriles.

El modelo para un solo carril, para salida de la rampa del lado derecho debe tomar una forma diferente. V_{12} para rampas salida se define inmediatamente corriente arriba del principio del carril de desaceleración. Así, V_{12} debe incluir V_R , el flujo de la rampa de salida. El problema real es la proporción de vehículos que permanecen en los carriles 1 y 2. Este modelo expresa la lógica:

$$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD} \quad (5.14)$$

Este modelo de predicción se enfoca en la opción de los conductores próximos a la autopista a no ingresar a la rampa.

5.3.2.1.2.- Modelos específicos

La metodología se basa en los resultados de una investigación realizada por la NCHRP (Nacional Cooperative Highway Research Program) reporte 232, donde se calibraron ecuaciones para P_{FM} y P_{FD} para las posibles configuraciones diferentes, incluyendo el ancho de la autopista y las configuraciones de rampa corriente arriba y corriente abajo. La base de datos para el estudio incluyó 58 sitios de siete regiones de los Estados Unidos, cada estudio para 2 a 4 hr.

Las figuras N° 5.29 y 5.30 proporcionan un índice modelo para la predicción de V_{12} .

La figura N° 5.29 muestra las ecuaciones usadas en uniones con un solo carril de entrada a la rampa por la derecha y provee una matriz para determinar el modelo a aplicarse de acuerdo a la configuración dada. La figura N° 5.30 provee similar información para un solo carril de salida de la rampa por la derecha.

La predicción de V_{12} para autopistas de cuatro carriles es común, los carriles 1 y 2 componen la autopista en una sola dirección. Los conductores deben cruzar el área de influencia de la rampa ya que no existen más carriles para evitar cruzar por esta zona.

La forma de cada ecuación en las figuras N° 5.29 y 5.30 refleja la interacción entre las variables operacionales y geométricas en áreas de convergencia y divergencia. La Ecuación 2 (Figura N° 5.29), es la ecuación general para autopistas de seis carriles con un solo carril en la rampa de ingreso. La única variable que afecta la proporción de flujo en los carriles 1

y 2 inmediatamente corriente arriba de la convergencia es la longitud del carril de aceleración. Para reducir la turbulencia de convergencia, un carril de aceleración más largo permite a más vehículos de la autopista a permanecer en los carriles 1 y 2.

Las ecuaciones EQN 3 y EQN 4 (Figura N° 5.29) que son también para autopistas de seis carriles donde se toma en cuenta el efecto de las rampas de salida adyacentes corriente arriba y las rampas de salida adyacentes corriente abajo. Estas ecuaciones sólo deben usarse cuando todas las variables caen dentro de los límites mostrados en la figura N° 5.29. Cuando las variables caen fuera de estos límites, se debe aplicar la ecuación general para las autopistas de seis carriles (ecuación EQN 2). La ecuación general también es aplicada donde existen rampas de ingreso corriente arriba o corriente abajo; no se tiene evidencia de que estas rampas adyacentes afecten la conducta en la rampa de ingreso en cuestión.

La ecuación EQN 5 (figura N° 5.29) se usa para todos los carriles derechos de la rampa de ingreso en una autopista de ocho carriles. La ecuación EQN 5 indica los flujos más altos que tienen un impacto negativo sobre V_{12} , considerando que la proporción de tráfico que permanece en los carriles 1 y 2 se incrementa cuando se incrementa la longitud del carril de aceleración (como en el caso de una autopista de seis carriles) y disminuye la velocidad de flujo libre de la rampa. Lo último sugiere que los vehículos de la rampa que entran a la autopista a altas velocidades causan que los vehículos próximos de la autopista se muevan fuera de los carriles 1 y 2 ocasionando turbulencia.

La ecuación EQN 7 (figura N° 5.30) es la ecuación general de divergencia para autopistas de seis carriles. La ecuación EQN 8 se aplica a rampas de salida de autopistas de seis carriles donde se presenta una rampa de ingreso adyacente corriente arriba, la ecuación EQN 9 se usa donde una rampa de salida adyacente se presenta corriente abajo. Estas ecuaciones sólo deben usarse cuando todas las variables caen dentro de los rangos indicados en la figura N° 5.30, cuando esto no ocurre, debe usarse la ecuación general EQN7.

<div>V₁₂ = V_F x P_{FM}</div>					
Ecuaciones:					
EQN 1	P _{FM} = 1.00				
EQN 2	P _{FM} = 0.5775 + 0.000028 L _A				
EQN 3	P _{FM} = 0.7289 - 0.0000135 (V _F + V _R) - 0.003296 S _{FR} + 0.000063 D _U				
EQN 4	P _{FM} = 0.5487 + 0.2628 V _D /D _D				
EQN 5	P _{FM} = 0.2178 - 0.000125 V _R + 0.01115 L _A /S _{FR}				
Estadísticas:					
Parámetro	EQN 1	EQN 2	EQN 3	EQN 4	EQN 5
R ²	N/A	0.93	0.96	0.89	0.97
SE	N/A	202	143	219	128
V _F	N/A	950 - 7792	950 - 7280	2038 - 5886	4012 - 9102
V _R	N/A	112 - 2310	160 - 1822	260 - 2310	244 - 672
L _A	N/A	325 - 2300	N/A	N/A	695 - 1335
S _{FR}	N/A	N/A	30 -53	N/A	32 - 50
V _D	N/A	N/A	N/A	80 - 1122	N/A
D _D	N/A	N/A	N/A	1200 - 6000	N/A
D _U	N/A	N/A	450 - 2700	N/A	N/A
Aplicaciones:					
Configuración			Autopista de 4 carriles	Autopista de 6 carriles	Autopista de 8 carriles
Rampa sola			EQN 1	EQN 2	EQN 5
c/Rampa de ingreso corriente arriba			EQN 1	EQN 2	EQN 5
c/Rampa de salida corriente arriba			EQN 1	EQN 3 o EQN 2	EQN 5
c/Rampa de ingreso corriente abajo			EQN 1	EQN 2	EQN 5
c/Rampa de salida corriente abajo			EQN 1	EQN 4 o EQN 2	EQN 5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.29 Modelos de predicción de V_{12} para rampas de entrada

Nota: Los valores de longitud se deben ingresar en millas, y las velocidades en millas/hora. La ecuación 7 también se usa para rampas de salida de autopista de seis carriles donde existen rampas de salida adyacentes corriente arriba o corriente abajo, ya que estos no tienen influencia significativa en la conducta de la rampa de salida.

<div>V₁₂ = V_R + (V_F - V_R)P_{FD}</div>					
Ecuaciones:					
EQN 6	P _{FD} = 1.00				
EQN 7	P _{FD} = 0.760 - 0.000025 V _F -.0.000046 V _R				
EQN 8	P _{FD} = 0.717 - 0.000039 V _F + 0.604 V _U /D _U				
EQN 9	P _{FD} = 0.616 - 0.000021 V _F + 0.1248 V _D /D _D				
EQN 10	P _{FD} = 0.436				
Estadísticas:					
Parámetro	EQN 6	EQN 7	EQN 8	EQN 9	EQN 10
R ²	N/A	0.87	0.92	0.97	0.85
SE	N/A	156	119	77	138
V _F	N/A	3624 - 6190	3624 - 6190	3763 - 5973	5382 - 8278
V _R	N/A	502 - 1688	502 - 1688	502 - 5973	468 - 1238
L _D	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
V _U	N/A	N/A	236 - 548	N/A	N/A
D _U	N/A	N/A	2000 - 4500	N/A	N/A
V _D	N/A	N/A	N/A	476 - 1219	N/A
D _D	N/A	N/A	N/A	950 - 1400	N/A
Aplicaciones:					
Configuración			Autopista de 4 carriles	Autopista de 6 carriles	Autopista de 8 carriles
Rampa sola			EQN 6	EQN 7	EQN 10
c/Rampa de ingreso corriente arriba			EQN 6	EQN 8 o EQN 7	EQN 10
c/Rampa de salida corriente arriba			EQN 6	EQN 7	EQN 10
c/Rampa de ingreso corriente abajo			EQN 6	EQN 7	EQN 10
c/Rampa de salida corriente abajo			EQN 6	EQN 9 o EQN 7	EQN 10

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.30 Modelos de predicción de V_{12} para rampas de salida

Nota: Los valores de longitud se deben ingresar en millas, y las velocidades en millas/hora.

La ecuación 10 se usa para todos los carriles de rampas de salida por la derecha en autopistas de ocho carriles. Esto sugiere que la proporción de tráfico que permanece en los carriles 1 y 2 es constante. Así, V_{12} es influenciado solo por V_F y V_R que son parte del modelo general.

5.3.2.2.- Valores de capacidad

5.3.2.2.1.- Áreas de convergencia

La capacidad de áreas de convergencia es controlada por los siguientes dos criterios: (a) el flujo total que sale del área de convergencia en la autopista corriente abajo (V_{FO}) y (b) el flujo máximo que entra en el área de influencia de convergencia (V_{R12}).

El flujo total que circula en el área de convergencia está sujeto al estrechamiento de la sección de autopista corriente abajo. No hay ninguna evidencia de que la turbulencia del área de convergencia cause una capacidad de la autopista corriente abajo menor que la de un segmento básico de autopista. Así, para que exista un flujo de operación estable, la suma de los flujos convergentes no puede exceder la capacidad del segmento de la autopista corriente abajo.

Es posible, sin embargo, que se presente congestionamiento en el área de influencia de convergencia aun cuando la capacidad del segmento de autopista corriente abajo sea la adecuada. Los estudios han demostrado que hay un flujo máximo práctico que puede entrar en el área de influencia de convergencia y mantener todavía un funcionamiento estable. En una unión de rampa convergente, el flujo de los carriles 1 y 2 y el flujo de la rampa de entrada ingresan al área de influencia de convergencia. Se tiene entonces:

$$\boxed{V_{R12} = V_R + V_{12}} \quad (5.15)$$

La tabla N° 5.16 muestra valores de capacidad para el flujo de la autopista corriente abajo (V_{FO}) y el área de influencia de convergencia (V_{R12}).

Si la demanda excede los valores de capacidad mostrados en esta tabla, existe una falla o NS F. Cuando éste es el caso, el análisis acaba, y se buscan las soluciones para aliviar el problema. Donde se esperan los funcionamientos estables (es decir la demanda no excede la capacidad), el próximo paso del análisis es la estimación de la densidad en el área de influencia de convergencia para encontrar el nivel de servicio.

Tabla N° 5.16 Valores de capacidad para áreas de convergencia y divergencia

Velocidad de flujo libre en la autopista	Máximo flujo en la autopista corriente arriba (V_F) o corriente abajo (V_{FO}) por número de carriles en una dirección				Flujo máximo que entra en el área de convergencia (V_{R12}) (veh/h)	Flujo máximo que entra en el área de divergencia (V_{12}) (veh/h)
	2	3	4	>4		
70	4800	7200	9600	2400/c	4600	4400
65	4700	7050	9400	2350/c	4600	4400
60	4600	6900	9200	2300/c	4600	4400
55	4500	6750	9000	2250/c	4600	4400

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

5.3.2.2.2.- Áreas de divergencia

Tres valores de capacidad deben registrarse en un área de divergencia: (a) el flujo total que puede salir del área de divergencia, (b) el flujo máximo que puede entrar en los carriles 1 y 2 inmediatamente antes del carril de desaceleración, y (c) la capacidad de cada uno de los ramales de salida de la autopista.

El flujo total que puede salir del área de divergencia está generalmente limitado por la capacidad de los carriles de la autopista que se acercan a la unión de divergencia. En todos los diseños de divergencia, el número de carriles que salen del área de divergencia es igual o mayor con uno al número de carriles que entran. Este flujo de salida es designado como V_{FO} .

El flujo que entra en los carriles 1 y 2 corriente arriba del carril de desaceleración es simplemente el flujo en los carriles 1 y 2 (V_{12}). Este flujo incluye el flujo de la rampa de salida. La tabla N° 5.16 proporciona valores de capacidad para las dos primeras comprobaciones de capacidad.

El tercer límite es muy importante porque es la razón primaria para el colapso de áreas de divergencia. El colapso de un área de divergencia está relacionado a menudo con la capacidad de uno de los ramales de salida, por lo general la rampa.

Debe verificarse la capacidad de cada ramal de salida contra la demanda esperada. Para un ramal de la autopista corriente abajo (un área de divergencia mayor puede tener dos), pueden deducirse los valores de capacidad de la tabla N° 5.16 para el número apropiado de carriles de la autopista.

El colapso de cualquiera de estas verificaciones de capacidad, es decir, una demanda esperada que excede las capacidades dadas, indica que área de convergencia fallará. En estos casos, se espera que ocurra un mal funcionamiento y formación de colas.

5.3.2.3.- Criterio de Nivel de Servicio

El NS A hasta E para un elemento de unión rampa-autopista se basa en la densidad en el área de influencia de la rampa y la expectativa de que ningún colapso ocurrirá. NS F significa que existe o se espera que exista una falla de funcionamiento. El NS F ocurre siempre que la demanda excede los límites establecidos en la tabla N° 5.16. Cuando ninguno de estos límites se excede, ningún colapso se espera, y el nivel de servicio es basado en la densidad, como se indica en la tabla N° 5.17. La tabla N° 5.17 también proporciona la velocidad promedio de vehículos en el área de influencia de la rampa como un parámetro de NS secundario. Esto es particularmente útil comparando éstos valores con los datos de campo, ya que la densidad raramente es medida de forma directa.

Los valores de densidad se muestran para un NS A hasta E asumido como estable y sin colapsos. Los estudios han mostrado que hay una sobreposición en el rango de densidad tal que algunos funcionamientos de colapso pueden tener densidades más bajas que la correspondientes a un funcionamiento estable. Esto debido al movimiento entre carriles de vehículos en una fila y la longitud definida bastante corta del área de influencia de la rampa. El modelo busca determinar primero si existe un NS F usando el nivel máximo de flujo de la tabla N° 5.16, si el flujo es estable entonces se estima la densidad y se asigna el NS.

Tabla N° 5.17 Criterio de NS para áreas de influencia de una unión Rampa-Autopista

Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	Velocidad Mínima (mi/h)
A	10	58
B	20	56
C	28	52
D	35	46
E	>35	42
F	*	*

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

* Flujo de demanda excede los límites de la tabla N° 5.16

Excepto para el NS A, cada uno de los límites de densidad es mayor a los establecidos para una similar sección básica de autopista. Esto es porque: (a) los conductores esperan un incremento en la turbulencia y la proximidad de más vehículos en el área de divergencia o convergencia, y (b) los conductores generalmente están viajando a velocidades más bajas a

cualquier proporción de flujo por carril en un área de divergencia o convergencia que en una autopista abierta.

El NS A representa un funcionamiento no restringido. La densidad es bastante baja para permitir maniobras de convergencia y divergencia sin la interrupción continua a los vehículos. No hay una turbulencia notable en el área de influencia de la rampa, y se puede esperar que las velocidades permanezcan cerca del nivel de una sección básica de autopista. En un NS B, las maniobras de convergencia y divergencia de los conductores son notorias, y existen niveles mínimos de turbulencia. Los conductores en convergencia deben ajustar sus velocidades a lo que permitan los espacios disponibles, en divergencia los conductores hacen los cambios de carril dentro del área de influencia de la rampa. Las velocidades de vehículos en el área de influencia empiezan a disminuir ligeramente.

En un NS C, la velocidad promedio dentro del área de influencia de la rampa empieza a disminuir a medida que el nivel de turbulencia de convergencia y divergencia sea notable. En autopistas y rampas de ingreso los vehículos empiezan a ajustar sus velocidades para acomodarse maniobrando eficientemente en la convergencia. En áreas de divergencia, los vehículos empiezan a retardarse para que puedan cambiar de carril a medida que los vehículos de la rampa de salida acercándose a la divergencia. Las condiciones de conducción son todavía relativamente cómodas en este nivel.

En un NS D, los niveles de la turbulencia son notables, y virtualmente todos vehículos se retardan para maniobrar acomodándose en divergencia o convergencia. Algunas rampas pueden formar filas lentas para el uso de las rampas de ingreso, pero el funcionamiento de la autopista permanece estable.

En un NS E se representa condiciones de funcionamiento próximas a la capacidad. Las velocidades reducen a menos de 40 mi/h (64 km/h), y la turbulencia de convergencia y divergencia tiene mucha influencia en las maniobras de los conductores en el área de influencia. El flujo se aproxima al nivel límite de capacidad, y los cambios pequeños de demanda o interrupciones dentro de la corriente de tráfico pueden causar la formación de filas en la rampa y la autopista.

Un NS F representa el colapso, o funcionamiento inestable. A este nivel, los próximos flujos de la demanda exceden la capacidad de descarga de la autopista corriente abajo (y de la rampa, en el caso de áreas de divergencia).

Se forman visiblemente las filas en la autopista y rampas de entrada y continúan creciendo como la demanda próxima exceda la capacidad de descarga de la sección.

5.3.2.3.1.- Predicción de la densidad

La tabla N° 5.18 proporciona modelos para la predicción de densidad en áreas de influencia de convergencia o divergencia. Las variables independientes incluyen los flujos que entran en el área de influencia y la longitud del carril de aceleración o de desaceleración. Estos carriles tienen un efecto importante en la densidad, porque ellos proporcionan la longitud adicional para dispersar el flujo total en el área de influencia.

Tabla N° 5.18 Modelos para la predicción de densidad en áreas de influencia de rampas

Parámetros	Ecuación o Valor
Un solo carril en el área de convergencia de una rampa de ingreso	
Modelo	$D_R = 5.475 + 0.00734 V_R + 0.0078 V_{12} - 0.00627 L_A$
R^2	0.88
Error std. (veh/mi/c)	2.68
Periodos (N°)	167
Un solo carril en el área de divergencia de una rampa de salida	
Modelo	$D_R = 4.252 + 0.0086 V_{12} - 0.009 L_D$
R^2	0.93
Error std. (veh/mi/c)	1.75
Periodos (N°)	86

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Los modelos de densidad de la tabla N° 5.18 se aplican solamente para casos donde ninguna falla se suscita o se espera que ocurra en base a los flujos de la demanda. Así, todas las densidades estimadas por estos modelos están, por definición, en el rango de NS A a NS E. Ningún modelo está disponible para predecir la densidad de una área de influencia de rampa que opera bajo un NS F directamente.

Los valores de V_R , L_A , y L_D son datos conocidos. Se predicen los valores de V_{12} usando los modelos de las figuras N° 5.29 y 5.30.

5.3.2.3.2.- Predicción de la velocidad

Los modelos también están disponibles para la predicción de la velocidad promedio de viaje (velocidad media espacial) dentro del área de influencia de la rampa. Ésta información puede ser muy útil, pero no debe usarse como una medida primaria de nivel de servicio a menos que no se disponga de la densidad.

No es necesario estimar la velocidad de vehículos que cruzan el área de influencia de rampa para usar esta metodología.

La tabla N° 5.19 proporciona modelos de predicción de la velocidad promedio de los vehículos dentro el área de influencia de la rampa definida en este apartado.

Estos modelos de velocidad son obviamente aproximados. Los valores de R^2 no indican correlaciones fuertes, pero los errores normales (SE) son bastante razonables para la estimación de la velocidad a grosso modo. Nunca deben usarse velocidades de estas ecuaciones para establecer nivel de servicio, porque los valores de SE son más grandes que algunos de los rangos de velocidad de NS.

Tabla N° 5.19 Modelos para la predicción de velocidades en áreas de influencia de rampas

Parámetros	Ecuación o Valor
Un solo carril en el área de convergencia de una rampa de ingreso, flujo estable	
Modelo	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 42) M_S$
	$M_S = 0.321 + 0.0039 e^{(V_{R12}/1.000)} - 0.002 \left(\frac{L_A S_{FR}}{1.000} \right)$
R^2	0.6
SE (mi/h)	2.2
Periodos (N°)	132
Un solo carril en el área de divergencia de una rampa de salida	
Modelo	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 42) D_S$
	$D_S = 0.883 + 0.00009 V_R - 0.013 S_{FR}$
R^2	0.44
SE (mi/h)	2.46
Periodos (N°)	73

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Todas las ecuaciones están basadas en el concepto de velocidades máximas y mínimas bajo funcionamiento estable e inestable. Para el flujo estable, la velocidad máxima es la velocidad de flujo libre de la autopista (S_{FF}). La velocidad de 42 mi/h (68 km/h) se ha definido de acuerdo a los estudios como una velocidad de referencia entre flujo estable e inestable, siendo esta velocidad la mínima para flujos estables. M y D son factores de intensidad de convergencia y divergencia usados para ajustar la caída de velocidad máxima a mínima. No se presenta ningún modelo para flujo inestable, pero el rango práctico de velocidades bajo un NS F es de un mínimo de 10 a 12 mi/h a un máximo de 42 mi/h.

5.3.3.-PROCEDIMIENTOS DE APLICACIÓN

5.3.3.1.- Rampa de entrada y salida de un solo carril

Los modelos para el análisis de un solo carril de entrada y salida de rampa en autopistas se presentaron en la sección anterior. Esta sección provee procedimientos simples paso a paso para su aplicación. La figura N° 5.31 muestra una hoja de cálculo en donde pueden resumirse los resultados de este análisis.

Debe notarse que, todos los cálculos de la rampa se hacen en el modo de análisis operacional, donde se especifican la geometría y todos los volúmenes de demanda. El análisis operacional determina la densidad probable en el área de influencia de la rampa y por consiguiente el nivel de servicio esperado para el funcionamiento especificado. Se analizan las alternativas de diseño mediante la aplicación del proceso ensayo-error.

Paso 1.-Especificar la geometría y los volúmenes de demanda.

Para un análisis operacional, la geometría y volúmenes de la demanda deben especificarse totalmente. Un bosquejo de la geometría de la rampa bajo el análisis entra en la parte superior de la hoja de cálculo de la figura N° 5.31. Debe mostrar todos los carriles y su configuración, los anchos de carril, el volumen de la rampa (V_R) en vehículos por hora, y el volumen próximo corriente arriba de la autopista (V_F) en vehículos por hora. Donde la información de rampas adyacentes corriente arriba o corriente abajo es disponible, ésta se ingresa en las áreas de la izquierda y derecha del bosquejo en la hoja de cálculo.

Paso 2.-Convertir todos los volúmenes de demanda en flujos bajo condiciones ideales.

Todos los volúmenes de demanda expresados en vehículos mixtos por hora para la hora de máxima demanda deben ser convertidos a proporciones de flujo equivalente (para los 15 min. máximos de la hora) en vehículos ligeros por hora bajo las condiciones ideales. Esto mediante la ecuación 5.12:

$$V = \frac{V \text{ (veh/h)}}{FHP \times f_{vp} \times f_c} \quad (5.12)$$

Los volúmenes siguientes deben convertirse de esta manera: V_F , V_R , V_U , y V_D . El factor de hora pico, FHP, se especifica en base a las características de demanda locales.

Paso 3.-Estimar V_{12}

El flujo de vehículos que permanecen en los carriles 1 y 2 de la autopista inmediatamente corriente arriba del punto de convergencia o al comienzo del carril de desaceleración es crítico. El modelo apropiado se selecciona de la figura N° 5.29 (áreas de convergencia) o 5.30 (áreas de divergencia). Todos los datos de volumen deben convertirse a proporciones de flujo bajo condiciones ideales. Se introducen los resultados de este cómputo en la tercera sección de la hoja de cálculo. El número de ecuación apropiado (de la figura N° 5.29 ó N° 5.30) también se muestra para que pueda verificarse después.

Donde una configuración puede solucionarse por más de una ecuación, debe realizarse el cómputo con cada una de ellas y se usa el valor de V_{12} más alto.

Sólo se usan ecuaciones que tratan con los efectos de rampas adyacentes corriente arriba o corriente abajo cuando todas las variables caen dentro de los rangos de la calibración indicados en las figuras N° 5.29 y 5.30. Para los otros casos, se usan las ecuaciones generales para el tamaño de autopista en consideración, sin tener en cuenta si todas las variables están dentro de los rangos de la calibración de estas ecuaciones. La exactitud de predicción fuera de estos rangos no puede evaluarse estadísticamente, no obstante como no se tiene ningún modelo alternativo, deben usarse estas ecuaciones. El usuario debe, sin embargo, verificar la racionalidad de los resultados.

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: _____ Período de tiempo: _____ Analista: _____ Terreno: _____		Rampa adyacente corriente abajo			
Si	No					Si	No
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Ingreso	Salida					Ingreso	Salida
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
D _U = _____ pies						D _U = _____ pies	
V _U = _____ veh/h		S _{FF} = _____ mi/h S _{FR} = _____ mi/h				V _U = _____ veh/h	
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f _{VP}	f _P	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V _F							
V _R							
V _U							
V _D							
Áreas de Convergencia <input type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input type="checkbox"/>			
$V_{12} = V_F (P_{FM})$				$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD}$			
P _{FM} = _____ Usando Ec. _____				P _{FD} = _____ Usando Ec. _____			
V ₁₂ = _____ veh/h				V ₁₂ = _____ veh/h			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V _{FO}		Tabla N° 5.16		V _{F1} = V _F		Tabla N° 5.16	
				V ₁₂		4400 (Todos)	
V _{R12}		4600 (Todos)		V _{FO} = V _F - V _R		Tabla N° 5.16	
				V _R		Tabla N° 5.20	
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
D _R = 5.475 + 0.00734V _R + 0.0078V ₁₂ - 0.00627L _A				D _R = 4.252 + 0.0086V ₁₂ - 0.009L _D			
D _R = _____ veh/mi/c NS = _____ (Tabla N° 5.16) S _R = _____ mi/h							

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 Hoja de cálculo para el análisis de rampas en autopistas

Paso 4.-Encontrar los flujos en el punto de control.

Una vez estimado el valor de V_{12} y conocidos los valores de V_F y V_R , estos pueden combinarse para encontrar las proporciones de flujo en el punto de control para comparar con los valores de capacidad de la tabla N° 5.16.

Para áreas de convergencia:

$$V_{FO} = V_F + V_R$$

$$V_{R12} = V_R + V_{12}$$

Para áreas de divergencia, se necesitan cuatro puntos de control. El límite en el flujo total es la capacidad de la autopista próxima (V_F). Otros puntos de control incluyen la demanda esperada al área de influencia de divergencia (V_{12}) y la capacidad de cada ramal de salida de la divergencia (es decir V_{FO} , V_R).

Se comparan los flujos en los puntos de control con los valores de capacidad de la tabla N° 5.16. Si los resultados obtenidos o esperados exceden estos límites se tiene un NS F, y se anota “SI” en la celda apropiada. Si los resultados obtenidos o esperados no exceden estas capacidades, el flujo es estable en el rango de NS A hasta NS E, y se anota un “NO” en la celda de “NS F”?

Paso 5.-Determinar el Nivel de Servicio.

Si en el paso 4 queda determinado un NS F, este paso se elimina.

Si el paso 4 ha determinado que el nivel de servicio está en el rango de A hasta E, se computa la densidad esperada en el área de influencia de rampa usando las ecuaciones de la tabla N° 5.18. Se determina el NS comparando la densidad resultante con el criterio establecido en la tabla N° 5.17.

5.3.3.2.- Rampa de ingreso de dos carriles

La figura N° 5.32 muestra una autopista con una rampa de ingreso típica de dos carriles. Ésta se caracteriza por dos carriles de aceleración separados, cada uno fuerza a una maniobra de convergencia hacia la izquierda. Considerando que el intento general de estas rampas es permitir un mayor flujo en la rampa para convergir más fácilmente en la corriente de tráfico, los estudios no han demostrado claramente si las rampas de entrada de

dos carriles pueden servir de manera eficaz a proporciones de flujo más altas que una rampa de ingreso de un solo carril.

Las rampas de entrada de dos carriles traen consigo dos modificaciones de la metodología básica: (a) el flujo que permanece en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente arriba de la rampa de entrada es generalmente algo más alto que para las rampas de entrada de un solo carril en situaciones similares, y (b) las densidades en el área de convergencia son más bajas que las que se presentan en las rampas de entrada de un solo carril bajo condiciones similares. La última modificación es debida principalmente a la existencia de dos carriles de aceleración y la distancia generalmente más larga sobre la cual los dos carriles de aceleración se extienden. La efectividad de las rampas de entrada de dos carriles, es entonces, los flujos más altos que se pueden acomodar y los buenos niveles de servicio que se logran en comparación con una rampa de entrada de un solo carril bajo condiciones similares de flujo.

La expresión usada para el cómputo de V_{12} para las rampas de entrada de dos carriles es:

$$V_{12} = V_F (P_{FM})$$

Los valores de P_{FM} utilizados para este fin son los siguientes:

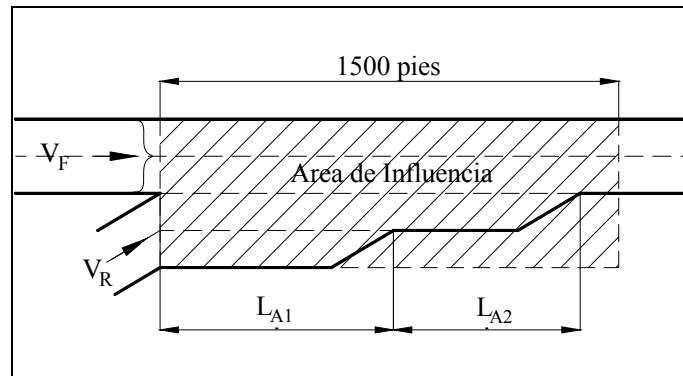
- Para autopistas de cuatro carriles, $P_{FM} = 1.0000$.
- Para autopistas de seis carriles, $P_{FM} = 0.5550$.
- Para autopistas de ocho carriles, $P_{FM} = 0.2093$.

En el cálculo de la densidad esperada en el área de influencia de la rampa, la ecuación normal de la tabla N° 5.18 es aplicada, sólo que la longitud del carril de aceleración, L_A , es reemplazada por la longitud eficaz del carril de aceleración, L_{Aeff} , como sigue;

$$\boxed{L_{Aeff} = 2L_{A1} + L_{A2}} \quad (5.16)$$

Donde L_{A1} y L_{A2} están definidos en la figura N° 5.32.

Los valores de capacidad que gobiernan los flujos máximos para V_{FO} y V_{R12} no son afectados por el uso de una rampa de entrada de dos carriles. La capacidad de la sección de la autopista corriente abajo continúa siendo controlada por la capacidad de la salida del área de convergencia, y el número de vehículos que pueden entrar en el área de influencia en los carriles 1 y 2 de la autopista no se incrementa por la existencia de una rampa de entrada de dos carriles. Los valores de capacidad de la tabla N° 5.16 permanecen inalterables.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.32 Rampa de ingreso típica de dos carriles

5.3.3.3.- Rampas de salida de dos carriles

Las rampas de salida de dos carriles tienen dos tipos generales de geometría, como de muestra en la figura N° 5.33. En el primero, se tiene dos carriles de desaceleración sucesivos. En el segundo, se usa un solo carril de desaceleración, los conductores que se encuentran en el carril 1 de la autopista pueden acceder a la rampa de salida directamente sin un carril de desaceleración.

Como en el caso de rampas de entrada de dos carriles, la existencia de una rampa de salida de dos carriles influye en la proporción de flujo en los carriles 1 y 2, y la densidad resultante en el área de influencia se reduce si se usa la geometría (a) mostrada en la figura N° 5.33.

Para el cálculo de V_{12} , se usa la ecuación general para áreas de divergencia:

$$V_{12} = V_R + (V_F - V_R)P_{FD}$$

Para este caso en particular se tiene los siguientes valores de P_{FD} :

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

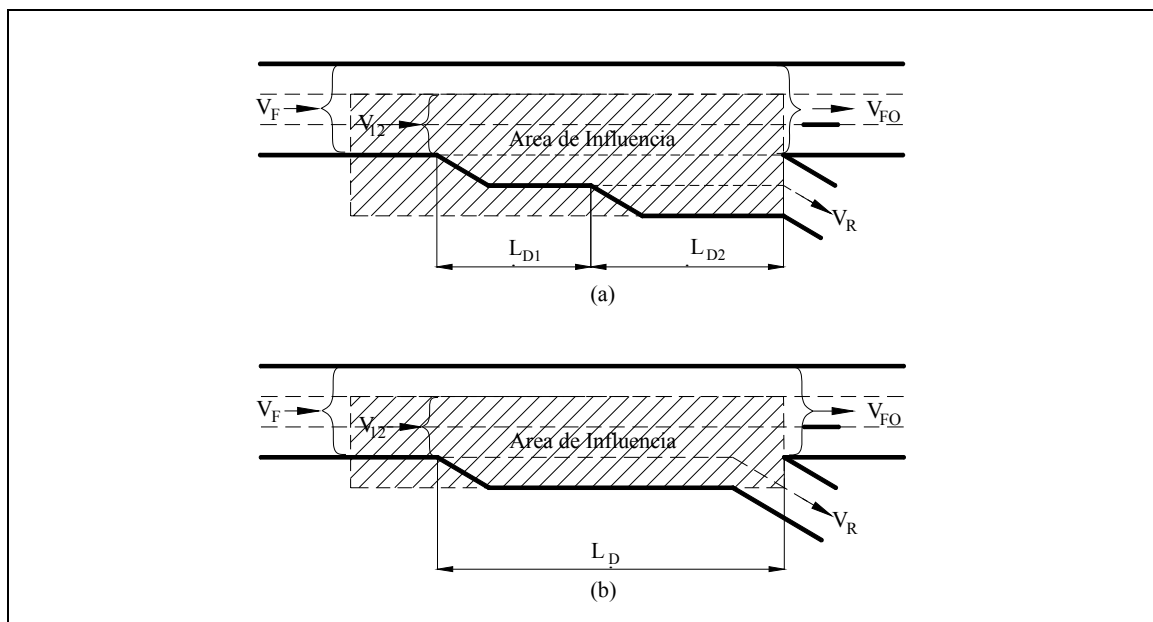
En la estimación de la densidad en el área de influencia de la rampa, la ecuación normal de la tabla N° 5.18 se aplica todavía. Donde la geometría es del tipo (a) mostrado en la figura N° 5.33, la longitud del carril de desaceleración, L_D , es reemplazado por la longitud eficaz del carril de desaceleración, L_{Deff} , como sigue:

$$L_{\text{Def}} = 2L_{D1} + L_{D2} \quad (5.17)$$

Donde la geometría es del tipo (b) mostrado en la figura N° 5.33, la ecuación de densidad normal es aplicada sin modificación.

Como en el caso de rampas de entrada de dos carriles, las limitaciones de capacidad básicas para las rampas de salida de dos carriles no son diferentes de aquéllos para rampas de salida de un carril. El control de salida total ($V_{FO} + V_R$) es la capacidad de la sección básica de autopista corriente arriba.

No se tiene alguna evidencia que sugiera que el valor máximo de V_{I2} sea afectado por la existencia de una rampa de salida de uno o dos carriles. Así, los valores de capacidad de la tabla N° 5.16 se aplican sin modificaciones.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.33 Rampas de salida de dos carriles

Considerando que el flujo total que puede descargarse a través de una sección de rampa de salida de dos carriles no es diferente de una rampa de salida de un carril, la distribución del flujo de descarga entre la autopista y la rampa es el más afectado. Una rampa de salida de dos carriles puede manejar mayores flujos que una rampa de salida de un solo carril. Una rampa de salida de dos carriles puede funcionar con flujos de hasta 4000 veh/h. Las rampas de salida de un carril tienen una capacidad significativamente más baja. Las rampas de salida de un sólo carril presentan deficiencias en su funcionamiento debido a la capacidad insuficiente de la rampa, y no así a cualquier factor relacionado al área de divergencia.

5.3.3.4.- Rampas de entrada y salida por la izquierda

Aunque no es normalmente recomendado, las rampas a mano izquierda existen en algunas autopistas y frecuentemente ocurren en las carreteras del tipo colector-distribuidor. Cuando esto pasa, el área de influencia de la rampa cubre la misma longitud que una rampa a mano derecha pero ahora abarca los dos carriles izquierdos más un carril de aceleración o de desaceleración. Considerando que para las rampas a mano derecha un cómputo crítico es la estimación de V_{12} para las rampas a mano izquierda, los dos carriles izquierdos son de interés. Para una autopista de cuatro carriles, éste sigue siendo V_{12} y no hay dificultad. Para una autopista de seis carriles, el flujo de entrada de interés es V_{23} , y para una autopista de ocho carriles es V_{34} . Aunque ningún método directo está disponible para el análisis de rampas a mano izquierda, algunas modificaciones racionales pueden aplicarse a las metodologías aplicadas a rampas de mano derecha dando resultados razonables.

Los valores de V_{23} y V_{34} están en función de V_{12} , como se indica a continuación:

- Para rampas a mano izquierda en autopistas de cuatro carriles, $V_{12} = V_{12}$
- Para rampas de entrada a mano izquierda en autopistas de seis carriles; $V_{23} = 1.12 V_{12}$.
- Para rampas de salida a mano izquierda en autopistas de seis carriles, $V_{23} = 1.05 V_{12}$
- Para rampas de entrada a mano izquierda en autopistas de ocho carriles, $V_{34} = 1.20 V_{12}$
- Para rampas de salida a mano izquierda en autopistas de ocho carriles, $V_{34} = 1.10 V_{12}$

Los cálculos restantes para densidad o velocidad (o ambos) continúan, V_{12} es reemplazado apropiadamente con V_{23} o V_{34} . Todos los valores de capacidad permanecen inalterados.

5.3.3.5.- Efectos de la geometría de una rampa

Los procedimientos en este tema consideran explícitamente el efecto de la longitud del carril de aceleración o de desaceleración y la velocidad a flujo libre en el área de influencia de la rampa. Esta última variable es afectada por muchos factores, incluso la velocidad de diseño de varios segmentos de la rampa, las pendientes relativas, la distancia de visibilidad, y otros. Ningún modelo considera explícitamente cada uno de estos factores como una variable operacional.

5.3.3.6.- Capacidad de la rampa

Existe poca información con respecto a las características operacionales de la rampa.

Las rampas difieren de las autopistas en lo siguiente:

1. Las rampas son vías de longitud y ancho limitado (a menudo de un solo carril).
2. La velocidad de flujo libre de una rampa es por lo general más baja que la de la vía a la que se conecta, particularmente la autopista.
3. En rampas de un solo carril, el efecto de camiones y otros vehículos lentos es más pronunciado que en una carretera multicarril.
4. La aceleración y desaceleración tienen lugar a menudo en la propia rampa.
5. En uniones rampa-calle, pueden formarse filas en la rampa, particularmente si la unión de la rampa-calle es señalizada.

La tabla N° 5.20 proporciona un criterio aproximado para la capacidad de rampas. No hay ninguna evidencia por ejemplo, que una rampa de entrada de dos carriles a una autopista pueda acomodar más vehículos que una rampa de entrada de un solo carril. Esto quiere decir que no es probable que una rampa de entrada de dos carriles pueda acomodar más de 2200 veh/h al área de convergencia. La configuración de dos carriles logrará una convergencia con menos turbulencia y un nivel más alto de servicio pero no aumentará la capacidad de la convergencia, que se controla por la capacidad de la sección de la autopista corriente abajo.

Las rampas de salida de dos carriles pueden acomodar flujos altos de la rampa hacia el área de divergencia que una rampa de salida de un solo carril, aunque estos flujos observados están en el rango de 4000 veh/h. Estos flujos altos en la rampa de salida, sin embargo, deja a menudo la sección de la autopista posterior con proporciones de flujo por carril relativamente bajas.

Tabla N° 5.20 Capacidades aproximadas de rampas

Velocidad a flujo libre de la rampa, S_{FR} (mi/h)	Capacidad (veh/h)	
	Rampa de un solo carril	Rampa de dos carriles
>50	2200	4400
41 - 50	2100	4100
31 - 40	2000	3800
21 - 30	1900	3500
<21	1800	3200

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

5.3.4.-PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 5.3.1.- Se tiene una rampa aislada de entrada sobre una autopista de cuatro carriles. Determinar el nivel de servicio esperado de operación de la rampa.

Datos:

- Ancho de carril de 11.8 pies (3.6 m.).
- Flujo de tráfico en la rampa = 550 veh/h.
- 5% de camiones en la rampa.
- Flujo de tráfico en la autopista = 2500 veh/h.
- 10% de camiones en la autopista.
- Terreno llano.
- FHP = 0.90.
- Longitud del carril de aceleración = 750 pies.
- Velocidad a flujo libre en la autopista = 60 mi/h.
- Velocidad a flujo libre en la rampa = 45 mi/h.
- Población de conductores habituales familiarizados con la vía.

Solución:

Un bosquejo de esta sección se muestra en la hoja de cálculo para este ejercicio. El primer cómputo debe ser la conversión de todos los volúmenes de demanda a flujos equivalentes de vehículos livianos en condiciones ideales. Para cada flujo de demanda, el valor de FHP es dato, así como la información que permite la determinación de f_{VP} y f_C . Estos factores se seleccionan según los procedimientos del tema de segmentos básicos de autopista.

Para terreno llano, se tiene un valor de $E_T = 1.5$ (tabla N° 5.2), dando como resultado el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados $f_{VP} = 1/[1+0.10(1.5-1)] = 0.952$ para el volumen de la autopista y $f_{VP} = 1/(1+0.05(1.5-1)) = 0.976$ para el volumen de la rampa. El valor de FHP para ambos volúmenes es dado como 0.90. Así, el ajuste del flujo de demanda es:

$$V_F = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{2500}{0.90 \times 0.952 \times 1.00} = 2918 \text{ veh/h}$$

$$V_R = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{550}{0.90 \times 0.976 \times 1.00} = 626 \text{ veh/h}$$

De acuerdo a lo establecido en la figura N° 5.29, el valor de V_{12} debe calcularse con $P_{FM} = 1.00$ (para una autopista de cuatro carriles), entonces: $V_{12} = V_F = 2918$ veh/h.

Ahora deben verificarse dos valores de capacidad. El flujo total que sale de la autopista corriente abajo del área de convergencia es $2198 + 626 = 3544$ veh/h., este flujo es menor a la capacidad de una autopista de cuatro carriles con una velocidad de flujo libre de 60 mi/h (4600 veh/h., de la tabla N° 5.16). El flujo total que entra en el área de influencia de la rampa también es 3544 veh/h. que también es menor a la capacidad establecida de 4600 veh/h por la tabla N° 5.16.

Se espera por lo tanto un funcionamiento estable, es decir, no se formaran filas bajo las condiciones especificadas en este cálculo.

La densidad esperada en el área de influencia de convergencia se computa usando la ecuación de rampa de entrada de la tabla N° 5.18:

$$D_R = 5.475 + 0.00734 V_R + 0.0078 V_{12} - 0.00627 L_A$$

$$D_R = 5.475 + 0.00734(626) + 0.0078(2918) - 0.00627(750) = 28 \text{ veh/mi/c}$$

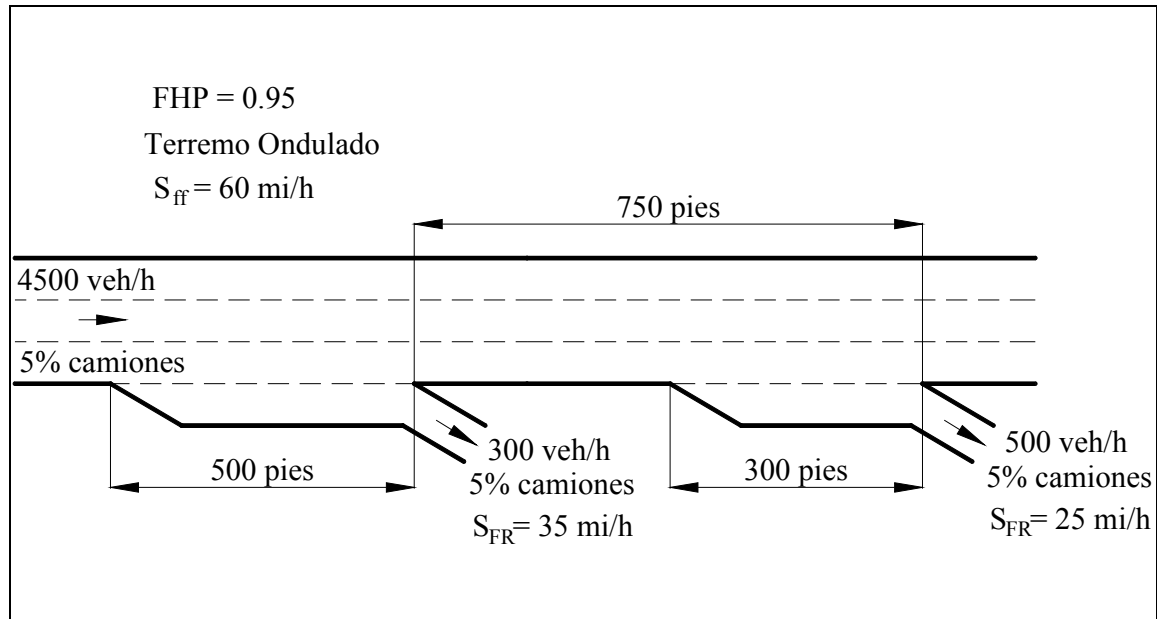
Comparando el valor encontrado de densidad con los valores establecidos en la tabla N° 5.17, este se iguala al límite superior para un NS C.

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: <u>Ej. 5.3.1</u> Periodo de tiempo: <u> </u>		Rampa adyacente corriente abajo			
Analista: <u> </u> Terreno: <u>Llano</u>							
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> Si No </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> Ingreso Salida </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> </div>				<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> Si No </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> Ingreso Salida </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> </div>			
D _U = <u> </u> pies				D _U = <u> </u> pies			
V _U = <u> </u> veh/h		S _{FF} = <u>60</u> mi/h S _{FR} = <u>45</u> mi/h		V _U = <u> </u> veh/h			
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f _{VP}	f _p	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V _F	2500	0.90	10	0.952	1.0	2918	
V _R	550	0.90	5	0.976	1.0	626	
V _U							
V _D							
Áreas de Convergencia <input type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input type="checkbox"/>			
V ₁₂ = V _F (P _{FM}) P _{FM} = <u>1.00</u> Usando Ec. <u>1</u> V ₁₂ = <u>2918</u> veh/h				V ₁₂ = V _R + (V _F - V _R) P _{FD} P _{FD} = <u> </u> Usando Ec. <u> </u> V ₁₂ = <u> </u> veh/h			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V _{FO}	3544	Tabla N° 5.16	NO	V _{F1} = V _F		Tabla N° 5.16	
				V ₁₂		4400 (Todos)	
V _{R12}	3544	4600 (Todos)	NO	V _{FO} = V _F - V _R		Tabla N° 5.16	
				V _R		Tabla N° 5.20	
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
D _R = 5.475 + 0.00734V _R + 0.0078V ₁₂ - 0.00627L _A				D _R = 4.252 + 0.0086V ₁₂ - 0.009L _D			
D _R = <u>28</u> veh/mi/c NS = <u>C</u> (Tabla N° 5.16) S _R = <u>53</u> mi/h							

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.1

Ej. 5.3.2.- La figura N° 5.34 muestra la sección bajo estudio en este ejemplo. Dos rampas de salida consecutivas están espaciadas a 750 pies sobre una sección de autopista en terreno ondulado. Toda la demás información necesaria se muestra en la figura N° 5.34. Determinar el nivel de servicio esperado en la sección.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.34 Sección de autopista para el Ej. 5.3.2

Solución:

La solución a este problema involucra un análisis separado del funcionamiento de cada rampa.

El primer cómputo involucra la conversión del volumen de la autopista y el volumen de las rampas a su equivalente en vehículos ligeros por hora bajo condiciones ideales para un periodo de 15 minutos dentro de la hora de máxima demanda.

Para terreno ondulado, se tiene un valor de $E_T = 3.0$ (tabla N° 5.2), dando como resultado el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados $f_{VP} = 1/[1+0.05(3.0-1)] = 0.909$ para todos los movimientos. Se tiene entonces:

$$V_F = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{4500}{0.95 \times 0.909 \times 1.00} = 5211 \text{ veh/h}$$

$$V_{R1} = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{300}{0.95 \times 0.909 \times 1.00} = 347 \text{ veh/h}$$

$$V_{R2} = \frac{V}{FHP \times f_{vp} \times f_c} = \frac{500}{0.95 \times 0.909 \times 1.00} = 579 \text{ veh/h}$$

La proporción de flujo de la autopista inmediatamente corriente arriba de la segunda rampa es de $5211 - 347 = 4864$ veh/h. Se presentan para este ejemplo una hoja de cálculo para cada rampa.

La primera rampa es una rampa de salida con una rampa adyacente de salida corriente abajo. La figura N° 5.30 sugiere para este caso el uso de la ecuación 7 o 9. Verificando el rango de aplicabilidad para la ecuación 9, el flujo de la rampa de 347 veh/h queda fuera del rango de calibración de 502 a 696 veh/h. La metodología sugiere para estos casos la aplicación de la ecuación general para una autopista de seis carriles, entonces, la ecuación 7 sería la apropiada:

$$P_{FD} = 0.760 - 0.000025 V_F - 0.000046 V_R = 0.760 - 0.000025(5211) - 0.000046(347) = 0.614$$

$$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD} = 347 + (5211 - 347)0.614 = 3333 \text{ veh/h}$$

Se verifica ahora los valores de capacidad de la primera rampa. El flujo total que sale del área de divergencia es de 5211 veh/h, que esta por debajo de la capacidad para una autopista de seis carriles con una velocidad de flujo libre de 60 de mi/h (6900 veh/h, de la tabla N° 5.16). El flujo de la demanda V_{12} de 3333 veh/h es menor a la capacidad de vehículos que entran en el área de influencia de divergencia (4400 veh/h, de la tabla N° 5.16). La rampa de salida lleva un flujo de 347 veh/h inferior a la capacidad de una rampa de salida de un solo carril con una velocidad a flujo libre de 35 mi/h (2000 veh/h, de la tabla N° 5.30). Ninguno de los valores de capacidad es excedido, por lo tanto, se espera un funcionamiento estable.

Se calcula la densidad esperada en el área de influencia de divergencia de la rampa de un solo carril, como sigue:

$$D_R = 4.252 + 0.0086 V_{12} - 0.009 L_D = 4.252 + 0.0086(3333) - 0.009(500) = 28 \text{ veh/mi/c}$$

Comparando el valor de densidad obtenido con los valores establecidos en la tabla N° 5.17 para el criterio de NS, este valor es el límite para un NS C.

La segunda rampa es una rampa de salida con una rampa adyacente de salida corriente arriba. De acuerdo a lo establecido en la figura N° 5.30 la ecuación 7 se usa para este caso.

$$P_{FD} = 0.760 - 0.000025 V_F - 0.000046 V_R = 0.760 - 0.000025(4864) - 0.000046(579) = 0.612$$

$$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD} = 579 + (4864 - 579)0.612 = 3201 \text{ veh/h}$$

Se verifican los valores de capacidad para esta rampa con ayuda de la tabla N° 5.16. El flujo total que llega al área de divergencia es de 4864 veh/h que no excede la capacidad de 6900 veh/h para autopistas de seis carriles con una velocidad de flujo libre de 60 mi/h, el valor V_{12} de 3201 veh/h también es más bajo que la capacidad de 4400 veh/h. La rampa de salida, con una velocidad de flujo libre de 25 mi/h, tiene una capacidad de 1900 veh/h (tabla N° 5.20) que es mayor que el flujo de la rampa de 579 veh/h. Por lo tanto, se prevee un funcionamiento estable para esta rampa.

Se calcula la densidad usando la ecuación de la tabla N° 5.18 para el área de influencia de divergencia de una rampa de un solo carril:

$$D_R = 4.252 + 0.0086 V_{12} - 0.009 L_D = 4.252 + 0.0086(3201) - 0.009(300) = 29 \text{ veh/mi/c}$$

Comparando el valor de densidad calculado con los valores establecidos en la tabla N° 5.17, se tiene un NS D.

Se espera que la sección, tomada en conjunto, opere dentro del rango de NS D.

Se muestra a continuación la hoja de cálculo para cada rampa.

Hoja de cálculo de la primera rampa:

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS								
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: <u>Ej. 5.3.2</u>		Periodo de tiempo: <u> </u>		Rampa adyacente corriente abajo		
Analista: <u> </u>		Terreno: <u>Ondulado</u>						
Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>					Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	
Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input type="checkbox"/>					Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input checked="" type="checkbox"/>	
$D_U = \underline{\hspace{2cm}}$ pies $V_U = \underline{\hspace{2cm}}$ veh/h		$S_{FF} = \underline{60}$ mi/h $S_{FR} = \underline{35}$ mi/h				$D_U = \underline{750}$ pies $V_U = \underline{500}$ veh/h		
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)								
	veh/h	FHP	%VP	f_{VP}	f_p	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$		
V_F	4500	0.95	5	1.0	1.0			5211
V_R	300	0.95	5	1.0	1.0			347
V_U			5					
V_D	500	0.95		0.909				579
Áreas de Convergencia <input type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input checked="" type="checkbox"/>				
$V_{12} = V_F (P_{FM})$ $P_{FM} = \underline{\hspace{2cm}}$ Usando Ec. <u> </u> $V_{12} = \underline{\hspace{2cm}}$ veh/h				$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD}$ $P_{FD} = \underline{0.614}$ Usando Ec. <u>9</u> $V_{12} = \underline{3333}$ veh/h				
Verificaciones de capacidad								
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?	
V_{FO}		Tabla N° 5.16		$V_{F1} = V_F$	5211	Tabla N° 5.16	NO	
				V_{12}	3333	4400 (Todos)	NO	
V_{R12}		4600 (Todos)		$V_{FO} = V_F - V_R$	4864	Tabla N° 5.16	NO	
				V_R	347	Tabla N° 5.20	NO	
Determinación del Nivel de Servicio (NS)								
$D_R = 5.475 + 0.00734V_R + 0.0078V_{12} - 0.00627L_A$				$D_R = 4.252 + 0.0086V_{12} - 0.009L_D$				
$D_R = \underline{28}$ veh/mi/c NS = <u>C</u> (Tabla N° 5.16) $S_R = \underline{52}$ mi/h								

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 (b) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.2

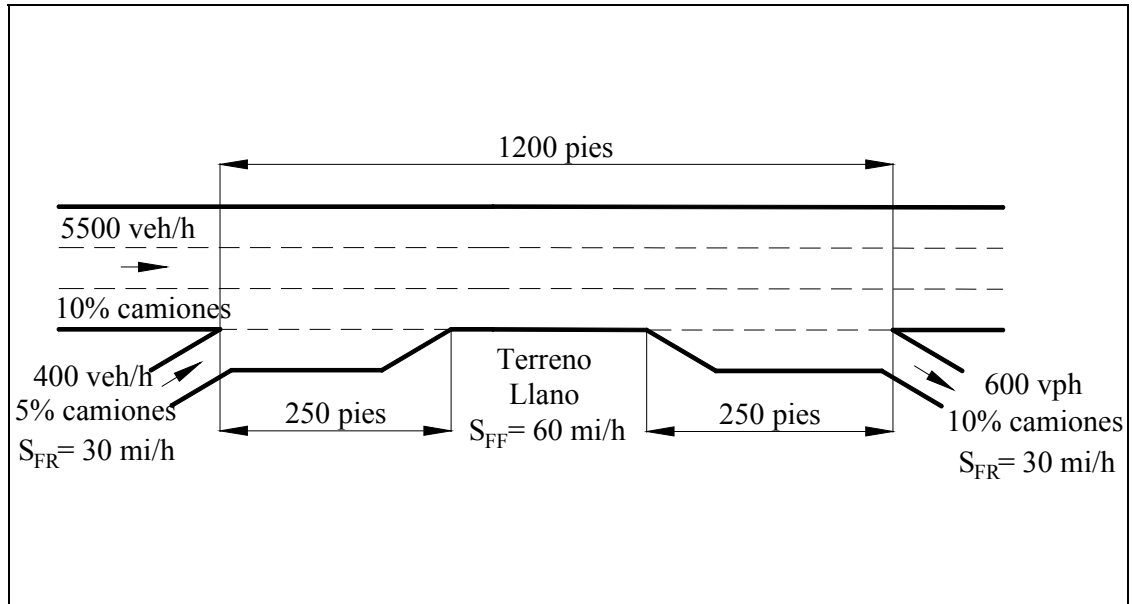
Hoja de cálculo de la segunda rampa:

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: <u>Ej. 5.3.2</u>		Periodo de tiempo: <u> </u>		Rampa adyacente corriente abajo	
Analista: <u> </u>		Terreno: <u>Ondulado</u>					
Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>					Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>
Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input checked="" type="checkbox"/>					Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input type="checkbox"/>
D _U = <u>750</u> pies						D _U = <u> </u> pies	
V _U = <u>300</u> veh/h		S _{FF} = <u>60</u> mi/h S _{FR} = <u>25</u> mi/h				V _U = <u> </u> veh/h	
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f _{VP}	f _p	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V _F	4200	0.95	5	0.909	1.0	4864	
V _R	500	0.95	5	0.909	1.0	579	
V _U	300	0.95	5	0.909	1.0	347	
V _D							
Áreas de Convergencia <input type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input checked="" type="checkbox"/>			
$V_{12} = V_F (P_{FM})$ $P_{FM} = \underline{\hspace{2cm}}$ Usando Ec. <u> </u> $V_{12} = \underline{\hspace{2cm}}$ veh/h				$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD}$ $P_{FD} = \underline{0.612}$ Usando Ec. <u>5</u> $V_{12} = \underline{3201}$ veh/h			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V _{FO}		Tabla N° 5.16		V _{F1} = V _F	4864	Tabla N° 5.16	NO
				V ₁₂	3201	4400 (Todos)	NO
V _{R12}		4600 (Todos)		V _{FO} = V _F - V _R	4285	Tabla N° 5.16	NO
				V _R	579	Tabla N° 5.20	NO
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
D _R = 5.475 + 0.00734V _R + 0.0078V ₁₂ - 0.00627L _A				D _R = 4.252 + 0.0086V ₁₂ - 0.009L _D			
D _R = <u>29</u> veh/mi/c NS = <u>D</u> (Tabla N° 5.16)				S _R = <u>49</u> mi/h			

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 (c) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.2

Ej. 5.3.3.- Se tiene una rampa de ingreso y otra de salida en un terreno llano tal como se muestra en la figura N° 5.35. Determinar el NS al que se espera opere la sección.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.35 Sección de autopista para el Ej. 5.3.3

Solución:

En esta sección se nota claramente la sobreposición de las áreas de influencia (de 1500 pies) que hará que el funcionamiento más pobre de cualquiera de las dos rampas sea el dominante.

Se comienza el análisis con la conversión de todos los volúmenes de demanda a flujos equivalentes bajo condiciones ideales. Para terreno llano, se tiene un valor de $E_T = 1.5$ (tabla N° 5.2), dando como resultado el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados $f_{VP} = 1/[1+0.10(1.5-1)] = 0.952$ para 10% de camiones, y $f_{VP} = 1/(1+0.05(1.5-1)) = 0.976$ para 5% de camiones. Se tiene entonces:

$$V_F = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{5500}{0.90 \times 0.952 \times 1.00} = 6419 \text{ veh/h}$$

$$V_{R1} = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{400}{0.90 \times 0.976 \times 1.00} = 455 \text{ veh/h}$$

$$V_{R2} = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{600}{0.90 \times 0.952 \times 1.00} = 700 \text{ veh/h}$$

El flujo que se aproxima a la segunda rampa resulta de la suma del flujo de la autopista corriente arriba de la rampa 1 y el flujo que entra por la rampa 1, se tiene entonces: $6419 + 455 = 6874 \text{ veh/h}$.

Se calcula V_{12} usando la ecuación 5 de la figura N° 5.29 para rampas de entrada.

$$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125 V_R + 0.01115 \frac{L_A}{S_{FR}}$$

$$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125 (455) + 0.01115 \left(\frac{250}{30} \right) = 0.254$$

$$V_{12} = V_F \times P_{FM} = 6419 \times 0.254 = 1630 \text{ vph}$$

Se verifican los flujos de demanda con los valores establecidos en la tabla N° 5.16. El flujo total corriente debajo de la convergencia es $6419 + 455 = 6874 \text{ veh/h}$, este valor es menor a la capacidad de 9200 veh/h para una autopista de ocho carriles con una velocidad de flujo libre de 60 mi/h . La proporción de flujo que entra al área de influencia de convergencia es $1630 + 455 = 2085 \text{ veh/h}$ que es menor a la capacidad de 4600 veh/h . Por lo tanto, se espera un funcionamiento estable en la sección de la primera rampa.

La densidad en el área de influencia de convergencia se calcula con la ecuación planteada en la tabla N° 5.18 para rampas de entrada de un solo carril:

$$D_R = 5.475 + 0.00734 V_R + 0.0078 V_{12} - 0.00627 L_A$$

$$D_R = 5.475 + 0.00734(455) + 0.0078(1630) - 0.00627(250) = 20 \text{ veh/mi/c}$$

Este valor calculado es exactamente igual al límite máximo establecido para un NS B en la tabla N° 5.17.

El valor de V_{12} para la rampa de salida se calcula usando la ecuación 10 de la figura N° 5.30.

$$P_{FD} = 0.436$$

$$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD} = 700 + (6874 - 700) 0.436 = 3392 \text{ veh/h}$$

Nuevamente se comparan los flujos de demanda con las capacidades establecidas en la tabla N° 5.16. El flujo total que entra en la divergencia es de 6874 veh/h es menor que la capacidad de 9200 veh/h para una autopista de ocho carriles con una velocidad de flujo libre de 60 mi/h. El valor de 3392 veh/h para V_{12} está debajo de la capacidad asociada de 4400 veh/h. Por último, el flujo de la rampa de salida es de 700 veh/h que también es inferior a la capacidad de 2000 veh/h establecida en la tabla N° 5.20.

Se calcula la densidad para el área de influencia de la rampa usando la ecuación para rampas de salida de la tabla N° 5.18.

$$D_R = 4.252 + 0.0086 V_{12} - 0.009 L_D = 4.252 + 0.0086(3392) - 0.009(250) = 31 \text{ veh/mi/c}$$

Comparando este valor con la tabla N° 5.17 se tiene un NS D. Como ya se había supuesto en un principio, por las características de la sección, el nivel de servicio que prevalecerá a lo largo de toda la sección es un NS D.

Se muestra a continuación la hoja de cálculo para cada rampa.

Hoja de cálculo de la primera rampa:

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: <u>Ej. 5.3.3</u>		Periodo de tiempo: <u> </u>		Rampa adyacente corriente abajo	
Analista: <u> </u>		Terreno: <u>Llano</u>					
Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>					Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>
Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input type="checkbox"/>					Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input checked="" type="checkbox"/>
$D_U =$ <u> </u> pies						$D_U =$ <u>1200</u> pies	
$V_U =$ <u> </u> veh/h						$V_U =$ <u>600</u> veh/h	
		$S_{FF} =$ <u>60</u> mi/h		$S_{FR} =$ <u>30</u> mi/h			
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f_{VP}	f_p	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V_F	5500	0.90	10	0.952	1.0	6419	
V_R	400	0.90	5	0.976	1.0	455	
V_U							
V_D	600	0.90	10	0.952	1.0	700	
Áreas de Convergencia <input checked="" type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input type="checkbox"/>			
$V_{12} = V_F (P_{FM})$ $P_{FM} =$ <u>0.254</u> Usando Ec. <u>5</u> $V_{12} =$ <u>1630</u> veh/h				$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD}$ $P_{FD} =$ <u> </u> Usando Ec. <u> </u> $V_{12} =$ <u> </u> veh/h			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V_{FO}	6874	Tabla N° 5.16	NO	$V_{F1} = V_F$		Tabla N° 5.16	
				V_{12}		4400 (Todos)	
V_{R12}	2085	4600 (Todos)	NO	$V_{FO} = V_F - V_R$		Tabla N° 5.16	
				V_R		Tabla N° 5.20	
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
$D_R = 5.475 + 0.00734V_R + 0.0078V_{12} - 0.00627L_A$				$D_R = 4.252 + 0.0086V_{12} - 0.009L_D$			
$D_R =$ <u>20</u> veh/mi/c NS= <u>B</u> (Tabla N° 5.16)				$S_R =$ <u>54</u> mi/h			

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 (d) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.3

Hoja de cálculo de la segunda rampa:

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: <u>Ej. 5.3.3</u>		Periodo de tiempo: <u> </u>		Rampa adyacente corriente abajo	
Analista: <u> </u>		Terreno: <u>Llano</u>					
Si <input checked="" type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>					Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>
Ingreso <input checked="" type="checkbox"/>	Salida <input type="checkbox"/>					Ingreso <input type="checkbox"/>	Salida <input type="checkbox"/>
D _U = <u>1200</u> pies						D _U = <u> </u> pies	
V _U = <u>400</u> veh/h		S _{FF} = <u>60</u> mi/h S _{FR} = <u>30</u> mi/h				V _U = <u> </u> veh/h	
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f _{VP}	f _p	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V _F	5900	0.90	9.7	N/A	1.0	6874	
V _R	600	0.90	10	0.952	1.0	700	
V _U	400	0.90	5	0.976	1.0	455	
V _D							
Áreas de Convergencia <input type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input checked="" type="checkbox"/>			
$V_{12} = V_F (P_{FM})$ $P_{FM} = \frac{V_U}{V_F} \text{ Usando Ec. } 1$ $V_{12} = \text{ veh/h}$				$V_{12} = V_R + (V_F - V_R) P_{FD}$ $P_{FD} = \frac{V_R}{V_F} \text{ Usando Ec. } 10$ $V_{12} = \text{ veh/h}$			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V _{FO}		Tabla N° 5.16		V _{F1} = V _F	6874	Tabla N° 5.16	NO
				V ₁₂	3392	4400 (Todos)	NO
V _{R12}		4600 (Todos)		V _{FO} = V _F - V _R	6174	Tabla N° 5.16	NO
				V _R	700	Tabla N° 5.20	NO
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
D _R = 5.475 + 0.00734V _R + 0.0078V ₁₂ - 0.00627L _A				D _R = 4.252 + 0.0086V ₁₂ - 0.009L _D			
D _R = <u>31</u> veh/mi/c NS = <u>D</u> (Tabla N° 5.16)				S _R = <u>50</u> mi/h			

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 (e) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.3

Ej. 5.3.4.- Se tiene una rampa de entrada de dos carriles en una autopista de seis carriles en terreno llano tal como se muestra en la figura N° 5.36. Determinar el nivel de servicio de operación esperado en la rampa.

Datos:

(Autopista)

$V = 3000$ veh/h.

5 % de camiones.

55 mi/h de velocidad a flujo libre.

FHP = 0.95

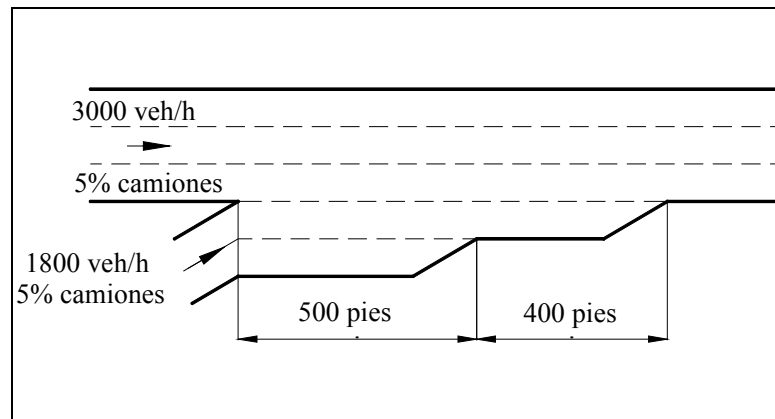
$f_C = 1.00$

(Rampa)

$V = 1800$ veh/h.

5 % de camiones.

50 mi/h de velocidad a flujo libre.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.36 Sección de autopista para el Ej. 5.3.4

Solución:

Primero se convierte los volúmenes de demanda a flujo equivalentes. Para terreno llano, se tiene un valor de $E_T = 1.5$ (tabla N° 5.2), dando como resultado el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados $f_{VP} = 1/(1+0.05(1.5-1)) = 0.976$ para 5% de camiones. Se tiene entonces:

$$V_F = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p} = \frac{3000}{0.95 \times 0.976 \times 1.00} = 3236 \text{ vph}$$

$$V_R = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p} = \frac{1800}{0.95 \times 0.976 \times 1.00} = 1941 \text{ vph}$$

Para este tipo de rampas, como ya se menciona en la parte de procedimientos de aplicación de este tema, el cálculo de V_{12} se realiza de la siguiente manera:

$$P_{FM} = 0.5550 \text{ (Para autopistas de seis carriles)}$$

$$V_{12} = V_F (P_{FM}) = 3236(0.5550) = 1796 \text{ vph}$$

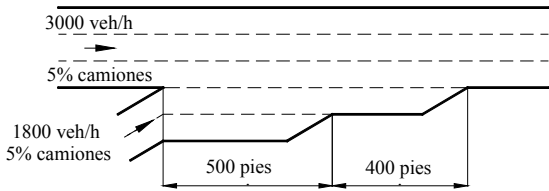
Aunque una rampa de entrada de dos carriles no afecta ninguno de los valores de capacidad críticos, los flujos de la demanda deben verificarse con los valores de capacidad de la tabla N° 5.16. La proporción de flujo total en la autopista corriente abajo es $3236 + 1941 = 5177$ veh/h, este valor es menor a la capacidad de 6750 veh/h para una autopista de seis carriles con una velocidad a flujo libre de 55 mi/h. El flujo total que entra en el área de influencia de convergencia es $1796 + 1941 = 3737$ veh/h que también es menor a la capacidad de 4600 veh/h. Por lo tanto, se espera para la sección en estudio un funcionamiento estable.

Para el cálculo de la densidad esperada en el área de influencia de la rampa de dos carriles, la ecuación normal de la tabla N° 5.18 es aplicada, sólo que la longitud del carril de aceleración, L_A , es reemplazada por la longitud eficaz del carril de aceleración, L_{Aeff} , entonces se tiene:

$$L_{Aeff} = 2L_{A1} + L_{A2} = 2(500) + 400 = 1400 \text{ pies}$$

$$D_R = 5.475 + 0.00734(1941) + 0.0078(1796) - 0.00627(1400) = 26 \text{ veh/mi/c}$$

Comparando este valor con la tabla N° 5.17, se tiene un NS C. Se presenta a continuación la hoja de cálculo de este ejemplo.

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: <u>Ej. 5.3.1</u> Periodo de tiempo: <u> </u>		Rampa adyacente corriente abajo			
Analista: <u> </u> Terreno: <u>Llano</u>							
Si No <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Ingreso Salida <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>				Si No <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Ingreso Salida <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>			
D _U = <u> </u> pies				D _U = <u> </u> pies			
V _U = <u> </u> veh/h		S _{FF} = <u>55</u> mi/h S _{FR} = <u>50</u> mi/h		V _U = <u> </u> veh/h			
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f _{VP}	f _p	$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V _F	3000	0.95	5	0.976	1.0	3236	
V _R	1800	0.95	5	0.976	1.0	1941	
V _U							
V _D							
Áreas de Convergencia <input checked="" type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input type="checkbox"/>			
V ₁₂ = V _F (P _{FM}) P _{FM} = <u>0.555</u> Usando Ec. <u>1</u> V ₁₂ = <u>1.796</u> veh/h				V ₁₂ = V _R + (V _F - V _R) P _{FD} P _{FD} = <u> </u> Usando Ec. <u> </u> V ₁₂ = <u> </u> veh/h			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V _{FO}	5177	Tabla N° 5.16	NO	V _{F1} = V _F		Tabla N° 5.16	
				V ₁₂		4400 (Todos)	
V _{R12}	3637	4600 (Todos)	NO	V _{FO} = V _F - V _R		Tabla N° 5.16	
				V _R		Tabla N° 5.20	
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
D _R = 5.475 + 0.00734V _R + 0.0078V ₁₂ - 0.00627L _A				D _R = 4.252 + 0.0086V ₁₂ - 0.009L _D			
D _R = <u>27</u> veh/mi/c NS = <u>C</u> (Tabla N° 5.16) S _R = <u>53</u> mi/h							

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.31 (f) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.3.4

Ej. 5.3.5.- Se tiene una rampa de ingreso lateral izquierda en una autopista de seis carriles tal como se muestra en la figura N° 5.37. Determinar el nivel de servicio al cual opera la sección.

Datos:

(Autopista)

$V = 4000 \text{ veh/h.}$

15 % de camiones.

60 mi/h de velocidad a flujo libre.

$FHP = 0.90$

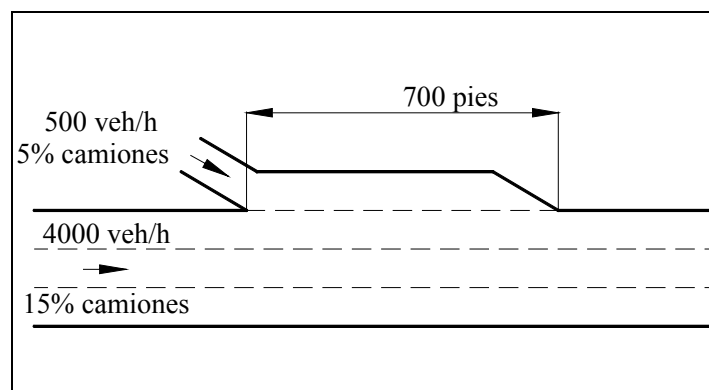
$f_p = 1.00$

(Rampa)

$V = 500 \text{ veh/h.}$

5 % de camiones.

35 mi/h de velocidad a flujo libre.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.37 Sección de autopista para el Ej. 5.3.5

Solución:

Primero se convierte los volúmenes de demanda a flujo equivalentes. Para terreno llano, se tiene un valor de $E_T = 1.5$ (tabla N° 5.2), dando como resultado el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados $f_{VP} = 1/(1+0.15(1.5-1)) = 0.930$ para la autopista, y $f_{VP} = 1/(1+0.05(1.5-1)) = 0.976$ para la rampa. Se tiene entonces:

$$V_F = \frac{V}{FHP \times f_{VP} \times f_C} = \frac{4000}{0.90 \times 0.930 \times 1.00} = 4779 \text{ veh/h}$$

$$V_R = \frac{V}{FHP \times f_{vp} \times f_c} = \frac{500}{0.90 \times 0.976 \times 1.00} = 569 \text{ veh/h}$$

De acuerdo a lo establecido en la figura N° 5.29, para encontrar el valor de V_{12} para una autopista de seis carriles se tiene que utilizar la ecuación 2, entonces se tiene:

$$P_{FM} = 0.5775 + 0.000028 L_A = 0.5775 + 0.000028(700) = 0.597$$

$$V_{12} = V_F \times P_{FM} = 4779 \times 0.597 = 2853 \text{ veh/h}$$

El valor crítico de interés V_{23} para una autopista de seis carriles con una rampa de ingreso lateral izquierda se calcula como 1.12 veces el valor de V_{12} . Entonces el flujo esperado en los dos carriles izquierdos inmediatamente corriente arriba del área de convergencia es:

$$V_{23} = 1.12 V_{12} = 1.12(2853) = 3195 \text{ veh/h}$$

El resto del análisis se lo realiza como cualquier otra rampa de ingreso por la derecha, teniendo el cuidado de usar V_{23} en lugar de V_{12} . Se comparan los flujos de la demanda con los valores de capacidad de la tabla N° 5.16. El flujo total que sale del área de convergencia es $4779 + 569 = 5348 \text{ veh/h}$, menor que la capacidad de 6900 veh/h para una autopista de seis carriles con una velocidad de flujo libre de 60 mi/h . El flujo total que entra en el área de influencia de convergencia es $3195 + 569 = 3764 \text{ veh/h}$, menor a la capacidad de 4600 veh/h . Por lo tanto se espera un funcionamiento estable bajo las condiciones propuestas en esta sección.

La densidad se calcula usando la ecuación para rampa de entrada de la tabla N° 5.18, usando V_{23} en lugar de V_{12} .

$$D_R = 5.475 + 0.00734(569) + 0.0078(3195) - 0.00627(700) = 30 \text{ veh/mi/c}$$

Comparando esta densidad con los valores establecidos en la tabla N° 5.17 se tiene un NS D. Por último se presenta la hoja de cálculo para este ejemplo.

HOJA DE CÁLCULO PARA ANALISIS DE RAMPAS EN AUTOPISTAS							
Rampa adyacente corriente arriba		Ubicación: __ Ej. 5.3.5		Periodo de tiempo: __		Rampa adyacente corriente abajo	
Analista: _____		Terreno: __ Llano					
Si	No					Si	No
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
Ingreso	Salida					Ingreso	Salida
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
D _U = _____ pies		S _{FF} = __ 60 __ mi/h		S _{FR} = __ 35 __ mi/h		D _U = _____ pies	
V _U = _____ veh/h						V _U = _____ veh/h	
Conversión a flujo bajo condiciones ideales (veh/h)							
	veh/h	FHP	%VP	f _{VP}	f _p	v = $\frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p}$	
V _F	4000	0.90	15	0.930	1.0	4779	
V _R	500	0.90	5	0.976	1.0	569	
V _U							
V _D							
Áreas de Convergencia <input checked="" type="checkbox"/>				Áreas de Divergencia <input type="checkbox"/>			
V ₁₂ = V _F (P _{FM}) P _{FM} = __ 0.597 __ Usando Ec. __ 2 __ V ₁₂ = __ 2853 __ veh/h				V ₁₂ = V _R + (V _F - V _R) P _{FD} P _{FD} = _____ Usando Ec. _____ V ₁₂ = _____ veh/h			
Verificaciones de capacidad							
	Actual	Máximo	NS F?		Actual	Máximo	NS F?
V _{FO}	5348	Tabla N° 5.16	NO	V _{F1} = V _F		Tabla N° 5.16	
				V ₁₂		4400 (Todos)	
V _{R12}	3764	4600 (Todos)	NO	V _{FO} = V _F - V _R		Tabla N° 5.16	
				V _R		Tabla N° 5.20	
Determinación del Nivel de Servicio (NS)							
D _R = 5.475 + 0.00734V _R + 0.0078V ₁₂ - 0.00627L _A				D _R = 4.252 + 0.0086V ₁₂ - 0.009L _D			
D _R = __ 30 __ veh/mi/c NS = __ D __ (Tabla N° 5.16) S _R = __ 52 __ mi/h							

5.4.- CARRETERAS MULTICARRIL

5.4.1.- INTRODUCCIÓN

Los procedimientos en este apartado sirven para analizar la capacidad, nivel de servicio, requerimientos de carril e impactos del tráfico y diseño de características de carreteras multicarril rurales y suburbanas. El procedimiento no es aplicable en puntos a lo largo de la carretera en el cual se tiene señales de tráfico, pero puede ser usado para analizar secciones de la carretera entre señalizaciones ampliamente espaciadas, donde la formación de grupos por las señales no afecta las condiciones de flujo.

5.4.1.1.- Características de las carreteras multicarril

Las carreteras multicarril generalmente tienen impuestos límites de velocidad entre 40 y 55 mi/h (64 y 88 km/h), usualmente tienen cuatro o seis carriles. Las carreteras multicarril están típicamente ubicadas en comunidades suburbanas cercanas a ciudades centrales o a lo largo de corredores rurales de alto volumen que conectan dos ciudades de significativas actividades que generan un substancial número de viajes diarios. Las señales de tráfico pueden ser encontradas a lo largo de tales carreteras, sin embargo las señales de tráfico espaciadas a 2.0 millas (3.2 km) o menos típicamente crean condiciones de arterias urbanas. El volumen de tráfico de carreteras multicarril varía ampliamente pero típicamente se encuentra entre 15000 y 40000 vehículos por día (veh/d). En algunos casos, volúmenes tan altos como 100000 veh/d han sido observados cuando el acceso transversal esta severamente restringido y cuando todos los cruces mayores están a desnivel.

5.4.1.2.- Relación entre tipos de carreteras

Las carreteras multicarril rural y suburbana tienen diferentes características operacionales que las autopistas, arterias urbanas, y carreteras de dos carriles. Las carreteras multicarril no se tienen accesos completamente controlados. Intersecciones a desnivel y ocasionalmente señales de tráfico son encontrados a lo largo de estas carreteras, adicionalmente, la fricción creada por los vehículos opuestos en carreteras multicarril sin dividir y el impacto del acceso a desarrollo del lado del camino contribuye a diferentes condiciones que las que se encuentran en autopistas. Las carreteras multicarril alcanzan el rango entre las condiciones de fluidez no interrumpida que hay en autopistas y en las condiciones de fluidez en arterias urbanas, las cuales son frecuentemente interrumpidas por señales. Los factores clave que

distinguen a las carreteras multicarril suburbanas y rurales de las autopistas son las siguientes:

- Los vehículos pueden entrar y salir de la carretera en intersecciones y entradas de vehículos, y a través de las separaciones en puntos seleccionados.
- Las señales de tráfico pueden ser localizadas en este tipo de vialidad.
- El diseño general estándar de carreteras multicarril tiende a ser más bajo que aquellos encontrados en autopistas, sin embargo una carretera multicarril ideal se aproxima a las condiciones de la autopista como puntos de acceso y volúmenes de giro que se aproximan a cero.
- Las condiciones visuales y el terreno desarrollado a lo largo de las carreteras multicarril tienen más impacto en los conductores que los desarrollos y ubicaciones de tales características a lo largo de las autopistas.

Cuando se compara con arterias urbanas, la carretera multicarril es similar en muchos aspectos pero disminuye la regularidad de señales de tráfico y tiende a tener mayor control en el número de puntos de acceso por milla. Los límites de velocidad en carreteras multicarril son a menudo 5 a 15 mi/h más altas que los límites de velocidad en arterias urbanas.

Las carreteras multicarril difieren substancialmente de las carreteras de dos carriles principalmente debido a la habilidad del conductor en una carretera multicarril de pasar vehículos de movimiento lento sin usar carriles designados para tráfico opuesto. Las carreteras multicarril además tienden a ser ubicadas adyacentes a áreas urbanas o para conectar áreas urbanas y a menudo tiene mejores características de diseño, tales como curvatura horizontal y vertical, comparado con carreteras de dos carriles.

La metodología descrita en este tema esta orientada solamente para segmentos de fluidez no interrumpida con acceso a cruces de calle y con acceso directo de propiedades adyacentes.

5.4.1.3.- Velocidad a flujo libre

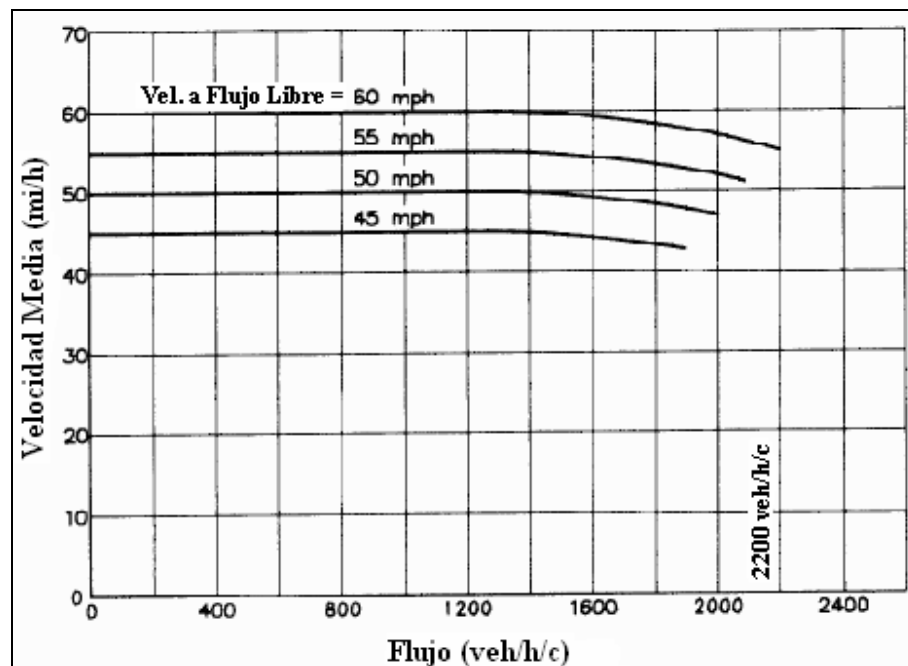
Una importante característica de las carreteras multicarril es la velocidad a flujo libre de los vehículos. La velocidad a flujo libre es la velocidad teórica del tráfico cuando la densidad se aproxima a cero, prácticamente, es la velocidad en la cual el conductor se siente confortable viajando bajo condiciones físicas, ambientales y de control de tráfico existentes en una sección no congestionada de la carretera multicarril. Las velocidades de flujo libre

podrían ser bajas en secciones de carretera con alineaciones horizontales y verticales restringidas. La importancia de la velocidad a flujo libre radica en que es el punto de inicio para el análisis de la capacidad y del nivel de servicio bajo condiciones de flujo no interrumpido usando los procedimientos de este tema.

Para el análisis hecho usando este tema, el límite superior para condiciones de bajo volumen es de 1400 vehículos ligeros por hora por carril (veh/h/c).

5.4.1.4.- Relaciones Velocidad–Flujo y Densidad–Flujo

Las figuras N° 5.38 y N° 5.39 muestran las relaciones de Velocidad-Flujo y Densidad-Flujo para un típico segmento con fluidez no interrumpida en una carretera multicarril bajo, ya sea, condiciones ideales o no ideales en la cual la velocidad a flujo libre es conocida.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

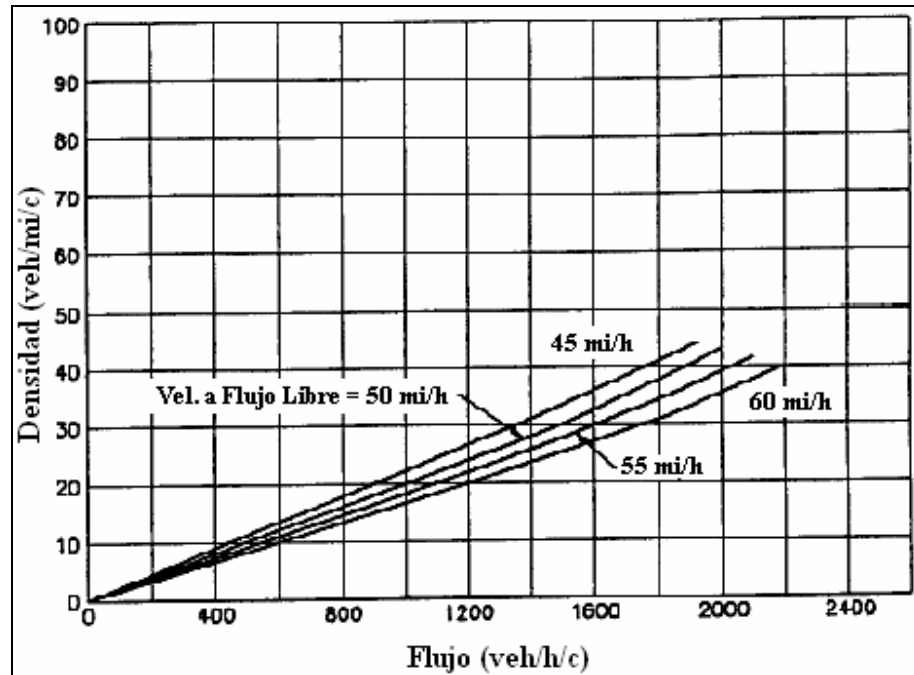
Figura N° 5.38 Relación Velocidad-Flujo en carreteras multicarril

La figura N° 5.38 muestra que la velocidad del tráfico en una carretera multicarril es insensible al volumen de tráfico hasta un flujo de 1400 veh/h/c. Además indica que la capacidad de una carretera multicarril bajo condiciones ideales es de 2200 veh/h/c para carreteras con una velocidad a flujo libre de 60 mi/h (96 km/h).

La figura N° 5.39 muestra que la densidad varía continuamente a través de todo el rango de flujo establecido. La figura N° 5.38 y 5.39 son indicativas de las condiciones de operación

para carreteras multicarril con una velocidad de flujo libre conocida.

El valor de la capacidad de 2200 veh/h/c es representativo del máximo flujo de 15 minutos que puede ser acomodado bajo condiciones ideales para 60 mi/h.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.39 Relación Densidad-Flujo en carreteras multicarril

5.4.1.5.- Condiciones ideales

Estudios de las características de flujo en carreteras multicarril han definido un conjunto de condiciones ideales como la base para el desarrollo de relaciones y ajustes de flujo. Para las carreteras multicarril a ser analizadas en este tema, estas condiciones (de las cuales serán hechos los ajustes) son como sigue:

- Terreno llano, con pendientes no mayores que 1 o 2%.
- Ancho de carril de 12 pies (3.65 m).
- Un mínimo de 12 pies de espacio lateral total en la dirección del viaje. Este total representa el espacio lateral desde el borde del carril de viaje (hombros incluidos) a la obstrucción a lo largo del borde del camino y en la separación. Espacios laterales mayores que 6 pies son considerados para cálculos iguales a 6 pies.
- No existencia de puntos de acceso directo a lo largo del camino.
- Una carretera dividida.

- Solo vehículos ligeros en el flujo de tráfico.
- Una velocidad a flujo libre de 60 mi/h (96 km/h).

Los procedimientos en este apartado determinan la reducción en la velocidad del viaje que ocurre por condiciones menores a las ideales. Debería notarse que esas condiciones son ideales sólo desde del punto de vista de la capacidad y del nivel de servicio y no esta relacionado con la seguridad u otros factores.

5.4.1.6.- Ajustes de la velocidad a flujo libre

La velocidad a flujo libre para carreteras multicarril es encontrada usando el significado de velocidad de vehículos ligeros medida bajo condiciones de fluidez de bajo a moderado. El nivel de servicio esta basado en la densidad, esta puede ser calculada dividiendo el flujo por carril entre la velocidad.

La capacidad de una carretera multicarril es el máximo flujo horario sostenido en el cual los vehículos pueden estar razonablemente seguros de atravesar un segmento uniforme de camino bajo condiciones prevalecientes de vialidad y tráfico. El periodo de tiempo usado para el análisis es de 15 minutos.

Debido a que la velocidad a flujo libre es una entrada directa para los cálculos de densidad, ajustes relacionados con factores geométricos son hechos sobre la velocidad de flujo libre y no así sobre la capacidad.

Muchos controles de tráfico, físicos, y condiciones de tráfico afectan la velocidad de flujo libre a lo largo de una carretera dada. Estas condiciones son:

- La velocidad forzada.
- La velocidad de diseño.
- Los límites de velocidad.
- El ancho de carril y espacios laterales.
- Tipo de separación.
- Puntos de acceso.

5.4.1.7.- Factores de volumen

El flujo es el segundo componente de los cálculos de densidad. La base para los volúmenes de tráfico usados en este apartado es un periodo de fluidez de 15 minutos pico, el cual típicamente ocurre durante la hora pico del día. Así, el análisis será constituido con

volúmenes en dos periodos de tiempo, un volumen de hora pico y el flujo dentro los de 15 minutos pico de la hora. Las tablas y gráficos usados en los procedimientos están basados en los flujos. La conversión del volumen horario a flujo se realiza dividiendo el volumen horario entre el factor de hora pico.

El segundo factor usado para ajustar el volumen son los vehículos pesados. Un factor que convierte camiones, buses y vehículos recreacionales en un número equivalente de vehículos ligeros es usado. En este apartado, solo dos categorías de vehículos pesados son usados, camiones y vehículos recreacionales. Para propósitos de análisis, buses que se mueven a lo largo de carreteras multicarril deberán ser considerados como camiones. El impacto de convertir vehículos pesados a su equivalente en vehículos ligeros es especialmente importante para secciones de carretera con pendientes verticales. Para terreno llano y especialmente para condiciones cercanas a la capacidad, camiones, buses y vehículos recreacionales tienden a operar como vehículos ligeros y los factores de equivalencia empiezan a aproximarse a la unidad. Una vez que los análisis de volumen para vehículos pesados han sido convertidos al equivalente de vehículos ligeros, los procedimientos en este apartado están basados en el flujo expresado en veh/h/c.

5.4.2.- METODOLOGÍA

5.4.2.1.- Velocidad a flujo libre

La definición de condiciones ideales para carreteras multicarril especifica una velocidad a flujo libre de por lo menos 60 mi/h (96 km/h). En el campo, la velocidad de flujo libre es el significado de la velocidad de vehículos ligeros medida bajo condiciones de fluidez de baja a moderada (hasta 1400 veh/h/c) donde las velocidades son insensibles a los flujos, como se muestra en la figura N° 5.38. Esto esencialmente representa la velocidad promedio deseada en la cual al conductor podría desear viajar. Una variedad de condiciones, incluyendo pendientes, curvas horizontales, límites de velocidad, velocidad forzada, características de operación del vehículo y preferencias de manejo, típicamente limita las velocidades a flujo libre en un rango de 40 (64 km/h) a 60 mi/h (96 km/h).

Cualquier segmento de carretera multicarril puede ser caracterizado por la curva de velocidad a flujo libre similar a aquellos mostrados en la figura N° 5.38. La metodología recomendada para determinar la velocidad a flujo libre para un segmento particular de carretera multicarril es discutida en la siguiente sección.

5.4.2.2.- Criterio del nivel de servicio

El criterio del Nivel de Servicio (NS) para carreteras multicarril esta definido en términos de densidad. La densidad es una medida que cuantifica la proximidad de vehículos del uno con el otro dentro el flujo de tráfico e indica el grado de maniobrabilidad dentro el flujo de tráfico.

Varios niveles de servicio son aplicados a las curvas de Velocidad–Flujo presentados en la figura N° 5.38 según los valores límite de densidad. Estos limites de NS son representados en la figura N° 5.40, por líneas tenues, cada una correspondiendo a un valor constante de densidad. Un criterio completo de NS esta dado en la tabla N° 5.21, el usuario debe notar que estos criterios están basados en la típica relación Velocidad–Flujo y Densidad–Flujo mostrado en las figuras N° 5.38 y N° 5.39. Se debe notar que la velocidad permanece relativamente constante a lo largo de un NS A al D pero es reducida cuando se aproxima a la capacidad. Para promedios de velocidad de flujo libre de 60, 55, 50 y 45 mi/h, la tabla N° 5.21 da el promedio de velocidad de viaje, el máximo valor v/c y el correspondiente máximo flujo de servicio (MSF) para cada nivel de servicio.

Los criterios de NS dependen de la velocidad de flujo libre del elemento de carretera que esta siendo estudiado, como una curva o pendiente de longitud significativa que opera con una velocidad reducida, o una serie de tales elementos geométricos que afecta la operación de un segmento más largo de carretera.

Tabla N° 5.21 Criterio de Nivel de Servicio para Carreteras Multicarril

Velocidad a Flujo Libre = 60 mi/h				
Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	Velocidad Media (mi/h)	Máxima Relación v/c	Máximo Flujo de Servicio (veh/h/c)
A	12	60	0.33	720
B	20	60	0.55	1200
C	28	59	0.75	1650
D	34	57	0.89	1940
E	40	55	1.00	2200
Velocidad a Flujo Libre = 55 mi/h				
Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	Velocidad Media (mi/h)	Máxima Relación v/c	Máximo Flujo de Servicio (veh/h/c)
A	12	55	0.31	660
B	20	55	0.52	1100
C	28	54	0.72	1510
D	34	53	0.86	1800
E	41	51	1.00	2100
Velocidad a Flujo Libre = 50 mi/h				
Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	Velocidad Media (mi/h)	Máxima Relación v/c	Máximo Flujo de Servicio (veh/h/c)
A	12	50	0.30	600
B	20	50	0.50	1000
C	28	50	0.70	1400
D	34	49	0.84	1670
E	43	47	1.00	2000
Velocidad a Flujo Libre = 45 mi/h				
Nivel de Servicio	Densidad Máxima (veh/mi/c)	Velocidad Media (mi/h)	Máxima Relación v/c	Máximo Flujo de Servicio (veh/h/c)
A	12	45	0.28	540
B	20	45	0.47	900
C	28	45	0.66	1260
D	34	44	0.79	1500
E	45	42	1.00	1900

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Nota: La densidad es el primer determinante de NS. El NS F se caracteriza por el flujo de tráfico muy inestable e inconstante. La predicción de flujo exacto, densidad, y velocidad a un NS F es difícil.

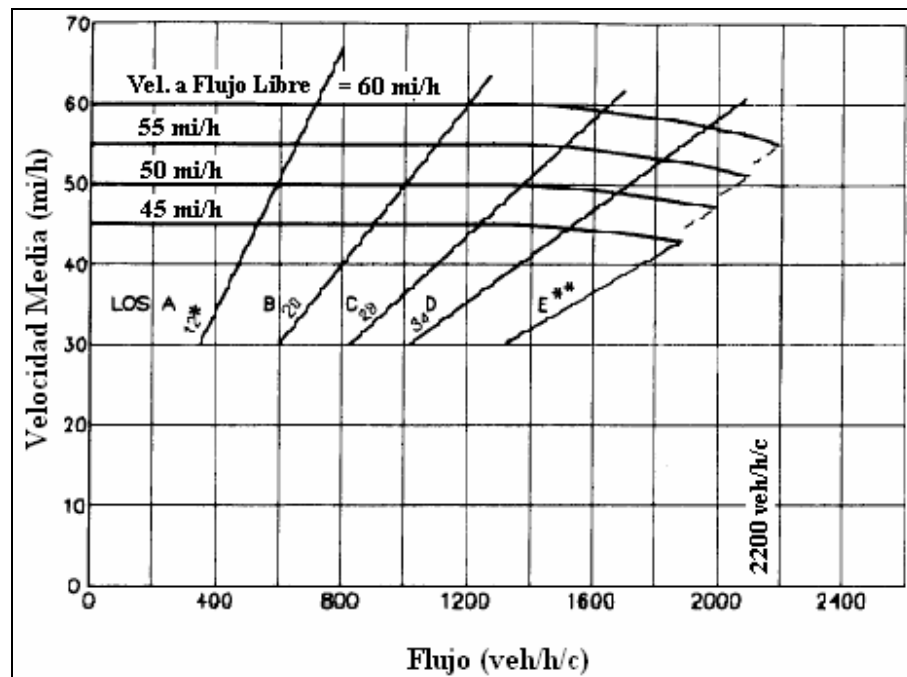
Un NS A describe completamente las condiciones de flujo libre. La operación de vehículos virtualmente no es afectada por la presencia de otros vehículos, y las operaciones son obstaculizadas solo por las características geométricas de la carretera y por las preferencias de los conductores. Los vehículos están espaciados en promedio por 440 pies (134 m) con una densidad máxima de 12 vehículos ligeros por milla por carril (veh/mi/c). La maniobrabilidad dentro del flujo de tráfico es buena. Interrupciones menores de fluidez son rápidamente absorbidas en este nivel sin cambio en la velocidad de viaje.

Un NS B es también indicativo de flujo libre, aunque la presencia de otros vehículos empieza a ser notable. Las velocidades promedio de viaje son las mismas que en un NS A, pero los conductores tienen un poco menos de libertad para maniobrar. Los vehículos están espaciados a aproximadamente 264 pies (80 m) con una densidad máxima de 20 veh/mi/c. Interrupciones menores aun son fácilmente absorbidos en este nivel, aunque deterioros localizados en el nivel de servicio serán más obvios.

Un NS C representa un rango en el cual la influencia de la densidad del tráfico en operaciones se vuelve marcada. La habilidad de maniobrar dentro el flujo de tráfico esta ahora claramente afectada por la presencia de otros vehículos. Los promedios de velocidad de viaje empiezan a mostrar alguna reducción para carreteras multicarril con velocidades a flujo libre de 50 mi/h (80 km/h). El promedio de espacio es reducido a aproximadamente 189 pies (58 m) a una máxima densidad de 28 veh/mi/c. Se puede esperar que interrupciones menores causen una seria deterioración local en el servicio y las filas podrían formarse detrás de cualquier interrupción menor.

Un NS D representa un rango en el cual la habilidad para maniobrar esta severamente restringida debido a la congestión del tráfico. La velocidad de viaje empieza a ser reducida por el incremento de volumen. El espacio promedio entre vehículos es de 155 pies (50 m.) a una densidad máxima de 34 veh/mi/c. Solamente interrupciones menores pueden ser absorbidos sin la formación de filas extensas y el deterioro del servicio a un NS E y NS F.

Un NS E representa operaciones en o cerca de la capacidad y es bastante inestable. Las densidades en un NS E varían dependiendo de la velocidad de flujo libre. En un NS E, los vehículos están operando con el mínimo espacio en la cual la fluidez uniforme puede ser mantenida. Así, como los límites para el nivel de servicio es alcanzada, las interrupciones no pueden ser salvadas o rápidamente disipadas, y las mayores interrupciones podrían causar formación de filas y el servicio se deterioraría a un NS F. Para la mayoría de las carreteras multicarril con velocidades de flujo libre entre 45 y 60 mi/h, las velocidades de vehículos ligeros en el rango de capacidad va de 40 a 55 mi/h pero es altamente variable e impredecible dentro ese rango.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.40 Curvas de Velocidad-Flujo con criterios de NS. *Máxima densidad para el respectivo NS. **Máxima densidad para el NS E que ocurre cuando se tiene una relación v/c de 1.00. Estos son 40, 41, 43, y 45 veh/mi/c a una velocidad a flujo libre de 60, 55, 50, y 45 mi/h respectivamente.

Un NS F representa fluidez forzada o colapsada. Esto ocurre ya sea en el punto donde los vehículos llegan en un índice mayor que el índice en el cual es descargado o en el punto de una funcionalidad planeada donde la demanda prevista excede la capacidad calculada. Aunque las operaciones en tales puntos (y en las secciones inmediatamente corriente abajo) se encontrarán en capacidad, las filas se formarán detrás de estos colapsos. Las operaciones dentro las filas son altamente inestables, con vehículos experimentando cortos periodos de movimiento seguido de paradas. Las velocidades promedio de viaje con las filas están generalmente menores de 30 mi/h (48 km/h).

La predicción del nivel de servicio para una carretera multicarril generalmente involucra estos pasos:

1. Determinación de la velocidad a flujo libre.
2. Ajuste del volumen.
3. Determinación del Nivel de Servicio.

Estos pasos son descritos en este orden en las secciones siguientes.

5.4.2.3.- Determinación de la velocidad a flujo libre.

El primer paso en la valoración del nivel de servicio en una carretera multicarril es determinar la velocidad de flujo libre para la carretera. La velocidad de flujo libre es medida usando la media de la velocidad de vehículos ligeros condiciones de fluidez de baja a moderada (hasta 1400 veh/h/c). El promedio de velocidad es virtualmente constante a lo largo de este rango de flujo.

Dos métodos generales pueden ser usados para determinar la velocidad de flujo libre para el camino: (a) medidas en terreno y (b) estimación con pautas provistas en este apartado. El procedimiento de medición en terreno es hecha por aquellos que prefieren recoger estos datos directamente o incorporar estas medidas en un programa de monitoreo de velocidad existente. Como sea, las medidas en terreno no son necesarias para aplicar el procedimiento. La velocidad a flujo libre puede ser estimada con pautas basadas en datos del terreno y una base de conocimiento de las condiciones de la vía en cuestión.

5.4.2.3.1.- Medición en terreno

La velocidad de flujo libre de una carretera puede ser determinada directamente de un estudio de velocidad realizado en la vía. Si los datos de las medidas en terreno son usados, no se realizan ajustes subsecuentes a la velocidad de flujo libre. El estudio de la velocidad debe ser conducido en una ubicación representativa dentro del segmento de carretera que esta siendo evaluada; por ejemplo, un segmento en una pendiente no debería ser elegida en un sitio que es generalmente de nivel. Cualquier técnica de medida de velocidad que ha sido encontrado aceptable por otros tipos de estudios de ingeniería de tráfico de velocidad puede ser usada. Es recomendable que el estudio en terreno sea conducido en el más estable régimen de bajo a moderado de condiciones de fluidez (hasta 1400 veh/h/c). Horas fuera del pico son generalmente buenos momentos para observar bajos índices de flujo. El promedio de todas las velocidades de vehículos ligeros medidos en el campo de estudio bajo condiciones de bajo volumen puede ser usado directamente como la velocidad de flujo libre si tales medidas son tomadas en índices de fluidez en o bajo 1400 veh/h/c. Esta velocidad refleja los efectos de red de todas las condiciones en el sitio que la velocidad influencia, incluyendo aquellos contenidos en este procedimiento (ancho de carril, espacio lateral, tipo de separación y puntos de acceso) así como otros tales como el límite de velocidad y la alineación vertical y horizontal.

Si la medida en terreno del camino bajo estudio no es factible, los datos tomados en una vialidad similar pueden ser usados. La vía substituta debería ser similar con respecto a las

variables que son identificadas en este apartado que afectan a la velocidad de flujo libre.

Recientes datos para carreteras multicarril indican que la media de la velocidad a flujo libre bajo condiciones ideales va aproximadamente de 1 mi/h mas bajo que la velocidad del percentil 85° cuando este es de 40 mi/h a 3 mi/h mas bajo cuando la velocidad del percentil 85° es 60 mi/h.

El límite de velocidad es un factor que afecta la velocidad de flujo libre. Recientes investigaciones sugieren que la velocidad de flujo libre bajo condiciones ideales es aproximadamente 7 mi/h más alta que el límite de velocidad para límites de velocidad de 40 y 45 mi/h, y 5 mi/h mas alta para limites de velocidad de 50 y 55 mi/h. Los análisis basados en estas reglas deberían ser usados con precaución.

5.4.2.3.2.- Estimación de la velocidad a flujo libre

La velocidad de flujo libre puede ser estimada indirectamente cuando no se dispone de datos del terreno. La velocidad a flujo libre se estima así:

$$FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A \quad (5.18)$$

Donde:

FFS = Velocidad estimada de flujo libre (mi/h).

FFS_i = Velocidad estimada de flujo libre (mi/h) para condiciones ideales.

F_M = Ajuste por tipo de separación o medianera (de la tabla N° 5.22).

F_{LW} = Ajuste por ancho de carril (de la tabla N° 5.23).

F_{LC} = Ajuste por espacio lateral (de la tabla N° 5.24).

F_A = Ajuste por puntos de acceso (de la tabla N° 5.25).

El primer ajuste que es usado para modificar la estimación de la velocidad de flujo libre tiene que ver con el tipo de separación. Los datos en la tabla N° 5.22 indican que el promedio de velocidad de flujo libre debería decrementarse en 1.6 mi/h para caminos sin división para considerar la fricción causada por el tráfico opuesto en un carril adyacente.

Tabla N° 5.22 Ajuste por Tipo de Separación

Tipo de Separación	Reducción en la Velocidad de Flujo Libre (mi/h)
Carreteras No Divididas	1.6
Carreteras Divididas (Incluido carril de separación)	0.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Las condiciones ideales para carreteras multicarril están basadas en carriles de 12 pies. La tabla N° 5.23 representa los ajustes para modificar la estimación de la velocidad de flujo libre para carriles más angostos. Los datos en la tabla N° 5.23 indican que las carreteras con carriles de 11 pies tienen velocidades de flujo libre que están 1.9 mi/h más bajos que las carreteras de 12 pies de carril, considerando que las carreteras con carriles de 10 pies tienen velocidades de flujo libre de 6.6 mi/h menos que las carreteras de carriles de 12 pies. Para usar la tabla N° 5.23, el ancho de los carriles mayores que 12 pies son considerados como de 12 pies. No existen datos para ancho de carril menor a 10 pies.

Tabla N° 5.23 Ajuste por Ancho de Carril

Ancho de Carril (pies)	Reducción en la Velocidad de Flujo Libre (mi/h)
10	6.6
11	1.9
12	0.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

La tabla N° 5.24 presenta los ajustes por espacios laterales para obstrucciones fijas en el lado del camino o en la separación. Las obstrucciones fijas son las señales, árboles, estribos, puentes de riel, barreras de tráfico y muros de contención. Aceras estándar no son consideradas obstrucciones. La tabla N° 5.24 muestra la apropiada reducción en la velocidad de flujo libre basada en el espacio lateral total, la cual es definida como:

$$\boxed{TLC = LC_R + LC_L} \quad (5.19)$$

Donde:

TLC = Espacio lateral total (pies).

LC_R = Espacio lateral (pies) desde el borde derecho de los carriles de viaje a la obstrucción del camino (si es mayor a 6 pies, usar 6 pies).

LC_L = Espacio lateral (pies) desde el borde izquierdo de los carriles de viaje hasta las obstrucciones en la separación del camino (si el espacio lateral es mayor a 6 pies, usar 6 pies). Para caminos sin división, no hay ajuste para espacio lateral de la izquierda.

Tabla N° 5.24 Ajuste por Espacios Laterales

Carreteras de 4 carriles		Carreteras de 6 carriles	
Espacio Lateral Total ^a (pies)	Reducción en la Velocidad de Flujo Libre (mi/h)	Espacio Lateral Total ^a (pies)	Reducción en la Velocidad de Flujo Libre (mi/h)
12	0.0	12	0.0
10	0.4	10	0.4
8	0.9	8	0.9
6	1.3	6	1.3
4	1.8	4	1.7
2	3.6	2	2.8
0	5.4	0	3.9

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

^aEl espacio lateral total es la suma del espacio lateral a la separación y el hombro.

Un espacio lateral de 12 pies es usado para un camino completamente sin obstrucción y sin separación. El ajuste para el espacio lateral en carreteras de 6 carriles es ligeramente menor que para carreteras de cuatro carriles debido a que la obstrucción lateral tiene un efecto mínimo en las operaciones de tráfico en el carril del centro en una carretera de tres carriles. Las figuras N° 5.41 a la N° 5.44 muestran algunas características de las carreteras multicarril que pueden afectar la fluidez en carreteras multicarril.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.41 Hombreras inadecuadas y obstrucciones en la carretera



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.42 Carretera suburbana sin división



Figura N° 5.43 Carretera rural sin división

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.44 Carretera multicarril con división ideal

La tabla 5.25 presenta el ajuste para varios niveles de densidad de puntos de acceso. Los datos indican que cada punto de acceso por milla decrece la estimación de velocidad a flujo libre en aproximadamente 0.25 mi/h, indistintamente del tipo de separación. La densidad

del punto de acceso sobre un camino es encontrado dividiendo el número total de puntos de acceso (intersecciones y entradas de autos) en el lado derecho del camino en la dirección de los viajes que está siendo estudiado entre la longitud de la sección en millas. Una intersección o entrada de autos solamente es incluida por el analista si se considera que tiene una influencia significativa en la fluidez del tráfico. Los puntos de acceso que son difíciles de identificar por el conductor o donde hay poca actividad no deberían ser incluidos en la determinación de la densidad del punto de acceso. Tales puntos de acceso podrían incluir entradas de autos privadas a residencias individuales o servicio de entrada de autos a sitios comerciales.

Tabla N° 5.25 Ajuste por la Densidad de Puntos de Acceso

Puntos de Acceso por Milla	Reducción en la Velocidad de Flujo Libre (mi/h)
0	0.0
10	2.5
20	5.0
30	7.5
40 o más	10.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Cuando los datos sobre el número de puntos de acceso en una sección de carreteras no están disponibles (Ej. Cuando la carretera no ha sido aun construida). Las pautas presentadas en la tabla N° 5.26 pueden ser usadas.

Tabla N° 5.26 Número de Puntos de Acceso generales para carreteras

Tipo de Carretera	Puntos de Acceso por Milla (a un lado de la carretera)
Rural	0 - 10
Suburbana de baja densidad	11 - 20
Suburbana de alta densidad	21 o más

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

5.4.2.4.- Determinación del flujo

Dos ajustes deben ser hechos para considerar los volúmenes horarios o estimados para llegar al flujo equivalente de vehículos ligeros usado en el análisis de NS. Estos ajustes son

el factor de hora pico (FHP) y el factor de ajustes por presencia de vehículos pesados (f_{VP}). El número de carriles es además usado para que el flujo pueda ser expresado “por carril”. Estos ajustes son aplicados de la siguiente manera:

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{VP}} \quad (5.20)$$

Donde:

v_p = Flujo de servicio (veh/h/c).

V = Volumen.

N = Número de carriles

FHP = Factor de Hora Pico.

f_{VP} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

Para carreteras multicarril los valores de FHP varían de 0.76 a 0.99, donde valores bajos son típicos para carreteras rurales. Donde no este disponible datos locales, 0.85 es un razonable estimado del FHP para carreteras multicarril rurales y 0.92 para carreteras multicarril suburbanas.

La presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico decrementa la velocidad de flujo libre debido a que esta por debajo de las condiciones ideales de flujo de tráfico que esta compuesto solamente de vehículos ligeros. El ajuste por la presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico se aplica para tres tipos de vehículos: camiones, vehículos recreacionales y buses. Para el procedimiento en este apartado, los buses son considerados como camiones. Para encontrar el ajuste por presencia de vehículos pesados se requiere dos pasos:

1. Encontrar el factor equivalente para camiones y buses (E_T) y para vehículos recreacionales (E_R) para las condiciones de operación que prevalezcan.
2. Usando los valores encontrados en el paso 1, calcular el factor de ajuste que corrija todos los vehículos pesados en el flujo de tráfico.

Las equivalencias de vehículos ligeros pueden ser seleccionadas para dos condiciones: segmentos generales de carretera y pendientes específicas. Los valores equivalentes de vehículos ligeros son seleccionados de la tabla N° 5.27 a la N° 5.30 para una variedad de condiciones básicas. Una carretera multicarril larga puede ser clasificada como un segmento general si las pendientes que exceden el 3% no son mayores a ½ milla; o

pendientes de 3% o menos no excedan la milla. Para todos esos segmentos generales de carretera, los valores E_T y E_R son seleccionados de la tabla N° 5.27.

Tabla N° 5.27 Equivalencia de vehículos ligeros para segmentos generales de carretera

Factor	Tipo de Terreno		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T	1.5	3.0	6.0
E_R	1.2	2.0	4.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Cualquier pendiente de 3% o menos que es más largo de 1 milla o cualquier pendiente mayor del 3% que es más largo de ½ milla debería ser tratada como una pendiente significativa aislada. Las subidas y bajadas deberían ser tratadas por separado debido al impacto de los vehículos pesados que varía substancialmente para estas dos condiciones.

Las tablas N° 5.28 y N° 5.29 dan equivalentes de vehículos ligeros para camiones y buses (E_T) y para vehículos recreacionales (E_R) respectivamente, en subidas uniformes.

Tabla N° 5.28 Equivalencia de vehículos ligeros para camiones y buses en pendientes de subida uniformes

Pendiente (%)	Longitud (metros)	E _T (Para carreteras de 4 o 6 carriles)								
Porcentaje de Camiones y Buses		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
2	0 – 402	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 – 805	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	805 – 1207	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1207 – 1609	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1609 – 2414	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>2414	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
3	0 – 402	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 – 805	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
	805 – 1207	6.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.0
	1207 – 1609	7.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0
	1609 – 2414	8.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0
	>2414	8.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
4	0 – 402	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 – 805	5.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5
	805 – 1207	9.5	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5
	1207 – 1609	10.5	8.0	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0
	>1609	11.0	8.0	7.5	7.0	6.0	6.0	5.0	5.0	4.5
5	0 – 402	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 – 536	6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0
	536 – 805	9.0	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5
	805 – 1207	12.5	9.0	8.5	8.0	7.0	7.0	6.0	6.0	5.0
	1207 – 1609	13.0	9.5	9.0	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5
	>1609	13.0	9.5	9.0	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5
6	0 – 402	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
	402 – 536	9.0	6.5	6.0	6.0	5.0	5.0	4.0	3.5	3.0
	536 – 805	12.5	9.5	8.5	8.0	7.0	6.5	6.0	6.0	5.5
	805 – 1207	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.0	8.0	7.5	6.5
	1207 – 1609	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	7.5	6.5
	>1609	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	7.5	6.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Tabla N° 5.29 Equivalencia de vehículos ligeros para vehículos recreacionales en pendientes de subida uniformes

Pendiente (%)	Longitud (metros)	E _R (Para carreteras de 4 o 6 carriles)								
Porcentaje de Vehículos Recreacionales		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤2	Todas	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
3	0 – 805	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	>805	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
4	0 – 402	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	402 – 805	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	>805	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
5	0 – 402	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	402 – 805	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>805	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
6	0 – 402	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	402 – 805	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	>805	6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Cuando muchas pendientes consecutivas de diferentes inclinaciones forman una pendiente compuesta, un promedio uniforme es calculado y usado para introducir a las tablas. La pendiente promedio es comúnmente calculada como la elevación total desde el inicio de la pendiente dividido por la distancia horizontal sobre la cual la elevación está dada.

Considere el siguiente ejemplo. Tres subidas consecutivas van a ser analizadas:

1. pendiente de 3% - 1000 pies de largo
2. pendiente de 4% - 2000 pies de largo
3. pendiente de 2% - 1000 pies de largo

La elevación total de 4000 pies puede ser calculado como:

$$1000 \times 0.03 = 30 \text{ pies.}$$

$$2000 \times 0.04 = 80 \text{ pies.}$$

$$1000 \times 0.02 = \underline{20 \text{ pies.}}$$

$$130 \text{ pies}$$

La pendiente promedio puede ahora ser expresada como sigue:

$$\text{Pendiente promedio} = (130/4000) \times 100 = 3.25\%$$

Ahora puede utilizarse un equivalente de vehículo ligero para una pendiente de 3.25% con una longitud de 4000 pies.

La técnica de la pendiente promedio tiene una precisión razonable para longitudes de pendiente de 4000 pies o menos, o no mayores del 4%. Para pendientes más largas o de mayor porcentaje, una técnica más exacta es descrita en el Apéndice I del tema “secciones básicas de autopista”.

Para todas las pendientes en bajada menores al 4% y para longitudes de bajada menores o iguales de 2 millas de largo, se debe usar las equivalencias de vehículos ligeros para camiones y buses en terreno llano dado en la tabla N° 5.27. Para pendientes de por lo menos 4% y mayores a 2 millas usar los valores específicos mostrados en la tabla N° 5.30 para camiones, para vehículos recreacionales en bajadas se debe usar los equivalentes de vehículos ligeros para terreno de llano dado en la tabla N° 5.27 en todos los casos.

Tabla N° 5.30 Equivalencia de vehículos ligeros para camiones en pendientes de bajada

Pendiente (%)	Longitud (metros)	E_T (Para carreteras de 4 o 6 carriles)			
		5	10	15	20
<4	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5
4	≤ 6437	1.5	1.5	1.5	1.5
4	> 6437	2.0	2.0	2.0	15.0
5	≤ 6437	1.5	1.5	1.5	1.5
5	> 6437	5.5	4.0	4.0	3.0
6	≤ 3219	1.5	1.5	1.5	1.5
6	> 3219	7.5	6.0	5.5	4.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Una vez que los valores de E_T y E_R han sido determinados, el factor de ajuste para vehículo pesado puede ser calculado como sigue:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (5.21)$$

Donde:

f_{VP} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico.

E_T , E_R = Equivalentes de vehículos ligeros para camiones-buses y vehículos recreacionales respectivamente.

P_T , P_R = Porcentaje de camiones-buses y vehículos recreacionales en el flujo de tráfico (expresado como decimal).

5.4.2.5.- Determinación del nivel de servicio

El Nivel de Servicio en una carretera multicarril puede ser determinado directamente de la figura N° 5.40 sobre la base de la velocidad de flujo libre (FFS) y el flujo de servicio (v_P) en veh/h/c. El procedimiento es como sigue:

Paso 1: Definir y segmentar la carretera como es apropiado.

Paso 2: Sobre la base de la actual velocidad de flujo libre en un segmento de carretera, una apropiada curva de Velocidad–Flujo se dibuja en la figura N° 5.40. La curva deberá interceptar el eje “Y” en la velocidad de flujo libre.

Paso 3: Encontrar el punto en el eje horizontal correspondiente al flujo (v_P) en veh/h/c.

Paso 4: De la curva de FFS identificada en el paso 2, determinar el promedio de velocidad de viaje correspondiente a ese punto.

Paso 5: Determinar el nivel de servicio mediante la determinación de la densidad de la región dentro la cual cae el punto en la curva FFS. Esas regiones están marcadas en la figura N° 5.40.

La densidad puede además ser calculada como:

$$D = \frac{v_P}{S} \quad (5.22)$$

Donde:

D = Densidad (veh/mi/h).

v_P = Flujo de servicio (veh/h/c).

S = Promedio de velocidad de viaje (mi/h).

El nivel de servicio puede ser determinado desde los rangos de densidad mostrados en la tabla N° 5.21.

5.4.2.6.- Segmento de carretera para el análisis

El procedimiento descrito en este tema es mejor aplicado a secciones homogéneas de camino donde las variables que afectan las velocidades de viaje son constantes, por consiguiente puede ser algunas veces necesario para el análisis dividir una carretera en secciones separadas para el análisis. Las siguientes condiciones deberían generalmente indicar que segmentación de carretera se requiere:

- Un cambio en el número básico de carriles de viaje a lo largo de la carretera.
- Un cambio en el tratamiento de la separación a lo largo de la carretera.
- Un cambio de pendiente de 2% o más o una subida constante de 4000 pies (1220 m.) de largo.
- La presencia de señales de tráfico a lo largo de la carretera multicarril.
- Un cambio significativo en la densidad de puntos de acceso dentro un área definida en la ruta.
- Diferentes límites de velocidad a lo largo de la carretera.
- La presencia de condiciones de cuello de botella.

Algunos juicios deben ser aplicados cuando un camino es segmentado para análisis. En general, la longitud mínima de estudio de sección deberá ser 2500 pies (760 m), además, los límites de secciones de estudio deberán estar por lo menos a $\frac{1}{4}$ de milla de intersecciones señalizadas. Los procedimientos en este apartado están basados en las condiciones promedio observadas sobre una sección extendida de carretera con características físicas generalmente consistentes.

5.4.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN

Los procedimientos para el análisis de la capacidad de carreteras multicarril rurales y suburbanas están divididos en tres tipos de análisis: operacional, de diseño y de planeamiento.

5.4.3.1.- Análisis operacional

Para estas aplicaciones, las condiciones geométricas y de tráfico deben ser conocidas para una carretera existente o estimada para una futura carretera.

El análisis se enfoca en la determinación del nivel de servicio y sobre estimados de

velocidad de viaje y densidad del flujo de tráfico a lo largo de la carretera. La situación típica que puede ser resuelta a través de este tipo de análisis incluye la comparación de condiciones de flujo para diferentes niveles de volumen y número de carriles. Este tipo de análisis podría además ser usado para establecer los impactos del un cambio en el número de puntos de acceso a lo largo de una sección dada de una carretera multicarril.

La siguiente información debe estar disponible como datos de entrada al procedimiento de análisis operacional:

1. Geometría.- La geometría de la carretera deberá ser especificada en detalle, incluyendo (a) número de carriles (b) ancho de carriles, (c) espacios laterales, (d) pendientes, (e) longitud de las pendientes y (f) tipo de terreno.
2. Volumen.- El volumen de tráfico existente o el volumen futuro proyectado debe ser conocido en vehículos por hora (veh/h) para la hora de interés (usualmente la hora pico).
3. Velocidad.- La velocidad a flujo libre para vehículos ligeros así sea directamente medida o estimada deberá ser conocida para la hora de interés.
4. Características de tráfico.- Características detalladas de tráfico son necesarias para el análisis operacional, incluyendo (a) el FHP, (b) porcentaje de camiones y buses, y (c) porcentaje de vehículos recreacionales.
5. Entorno del camino.- La carretera multicarril deberá ser clasificada ya sea como dividida o sin división y el número total de puntos de acceso (entradas de autos más intersecciones sin señalizar) a lo largo de cada lado del camino deberá ser conocido.

Los siguientes pasos de cálculo son usados para un análisis operacional:

1. La velocidad de flujo libre del segmento es determinada ya sea por medidas directas en el campo de estudio de velocidades de vehículos ligeros o usando datos de una carretera similar. Si la velocidad de flujo libre es estimada, la ecuación 5.18 deberá ser usada para convertir la velocidad de flujo libre ideal a una actual velocidad de flujo libre. Los ajustes necesarios pueden ser encontrados en las tablas apropiadas:

F_M , tipo de separación (tabla N° 5.22).

F_{LW} , ancho de carril (ecuación 5.19 y tabla N° 5.23).

F_{LC} , espacio lateral (tabla N° 5.24).

F_A , densidad de puntos de acceso (tabla N° 5.25 o 5.26)

2. El flujo en veh/h/c es calculado para cada dirección de flujo usando las ecuaciones 5.20. El ajuste del factor de vehículo pesado es calculado usando la ecuación 5.21 y las tablas N° 5.27 a la N° 5.30.
3. La figura N° 5.40 es usada para establecer la curva Velocidad–Flujo en la apropiada velocidad de flujo libre. Luego la velocidad de viaje y el nivel de servicio puede ser determinado hallando el flujo (veh/h/c).
4. La densidad es determinada usando ya sea la tabla N° 5.21 y la figura N° 5.39 o con mayor precisión usando la ecuación 5.22.
5. El máximo flujo de servicio (Mv_P), máximo v/c y máxima densidad para un nivel de servicio dado, pueden ser determinados usando la tabla N° 5.21.

Una hoja de cálculo para el análisis operacional es mostrada en la figura N° 5.45.

Carretera: _____			Longitud: _____		
De / a: _____			Analista: _____		
Año de análisis: _____			Fecha: _____		
Velocidad a Flujo Libre			Volumen		
Dirección	1	2	Dirección	1	2
Velocidad a Flujo Libre medida en campo ó estimada			Volumen (vph)		
ó			PHF =		PHF =
Límite de velocidad			No. de carriles	N =	N =
ó			Tipo de Terreno		
Velocidad del Percentil 85°			Pendiente, %		
Velocidad a Flujo Libre (Condiciones Ideales) ¹			Longitud		
Tipo de Separación			% Camion-Bus.		
$F_M =$		$F_M =$	$E_T =$		
Ancho de Carril			% Veh. Recr.		
$F_{LW} =$		$F_{LW} =$	$E_R =$		
Espacio Lateral Total			v_p (veh/h/c) ⁴	f_{HV}^3	f_{HV}^3
$F_{LC} =$		$F_{LC} =$			
Accesos / milla			1.- Si no se dispone de la medición en campo		
$F_A =$		$F_A =$	2.- $FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A$		
Velocidad a Flujo Libre FFS (para la curva) ²			3.- $f_{HV} = 1/[1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)]$		
			4.- $v_p = V/[N \times PHF \times f_{HV}]$		
			5.- $D = v_p/\text{velocidad promedio de viaje}$		
Resultados					
Dirección	v_p (veh/h/c)	Velocidad a Flujo Libre	Velocidad Promedio de Viaje de veh. lig.	NDS	Densidad ⁵
1					
2					

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.45 Hoja de Cálculo para el análisis operacional y de diseño de carreteras multicarril

5.4.3.2.- Análisis de diseño

Para usar los procedimientos en este tema en diseño, estudios de volúmenes de tráfico previsto o futuro tienen que ser realizados y se deben estimar geometrías generales y condiciones de control de tráfico tales como límites de velocidad. Con estos datos y una idea del nivel de servicio, un estimado del número de carriles requeridos para cada

dirección del viaje puede ser hecho.

El análisis de diseño requiere menos datos detallados en relación al análisis operacional. Los datos que son requeridos son: condiciones geométricas generales, volúmenes futuros de tráfico y entorno del camino, como se detalla a continuación:

1. Condiciones geométricas: (a) ancho de carril, (b) espacio lateral y tipo de separación (c) tipo de terreno, (d) pendiente y (e) longitud de la pendiente.
2. Volumen: (a) volumen direccional, (b) composición del tráfico y (c) FHP.
3. Entorno del camino: desarrollo del entorno, rural o suburbano.

La aproximación general para el análisis de diseño involucra la determinación del número de carriles, N , requeridos para llevar los volúmenes de tráfico esperados a un nivel de servicio deseado. Los siguientes cálculos son usados:

1. Una velocidad de flujo libre es estimada, basado ya sea en condiciones locales o límites de velocidad anticipados.
2. Usando la ecuación N° 5.18, la velocidad de flujo libre es determinada sobre la base de condiciones geométricas y de entorno anticipadas. Los ajustes necesarios son:

F_M , tipo de separación (tabla N° 5.22).

F_{LW} , ancho de carril (tabla N° 5.23).

F_{LC} , espacio lateral (ecuación 5.19 y tabla N° 5.24).

F_A , densidad de puntos de acceso (tabla N° 5.25 o 5.26).

3. Usando la figura N° 5.40, la curva apropiada de Velocidad-Flujo correspondiente con la velocidad de flujo libre actual es dibujada.
4. Usando la figura N° 5.40, el flujo de servicio necesario para alcanzar el nivel de servicio deseado es determinado. Este flujo podría ser máximo, mínimo o en algún punto medio dentro del rango de NS dependiendo las metas de diseño.
5. Usando la ecuación 5.20, el número de carriles, N , necesarios para alcanzar el nivel de servicio deseado es calculado. El factor de ajuste por presencia de vehículos pesados es determinado usando la ecuación 5.21 y las tablas N° 5.27 a la N° 5.30.

5.4.3.3.- Análisis de planeamiento

El análisis de planeamiento está dirigido hacia la estimación del número de carriles requeridos para acomodar las condiciones de tráfico dadas. Difiere de la aplicación de diseño en que el analista usualmente tiene disponible un valor diario para el promedio anual de tráfico (TPDA) y una definición mínima de la vialidad que está siendo planeada.

En la etapa de planeamiento, los detalles de las pendientes específicas y otras características geométricas usualmente no existen. Adicionalmente, las previsiones de tráfico no son precisas, además, en un nivel de planeamiento, el análisis de la capacidad es aproximado y sirve para dar una idea general de las características geométricas de la vía requeridas.

La metodología de planeamiento asume que las características geométricas ideales existen y que los flujos de tráfico consisten solamente en vehículos ligeros y camiones.

La densidad de puntos de acceso asumido es aplicable para condiciones de franjas urbanas y suburbanas. Los datos de entrada requeridos incluyen:

1. Una previsión del tráfico promedio diario anual (TPDA) para el año de diseño.
2. Una previsión del porcentaje de camiones.
3. La velocidad a flujo libre anticipada del segmento de carretera.
4. Una clasificación general del tipo de terreno.

La tabla N° 5.31 fue desarrollada usando las velocidades de flujo libre de 60 y 50 mi/h bajo condiciones ideales. Usando la ecuación 5.18, la velocidad de flujo libre fue ajustada para 20 puntos de acceso por milla (todas las demás condiciones son ideales). Los límites de fluidez (en veh/h/c) para el NS A a NS E fueron encontrados de la figura N° 5.40 y multiplicados por el factor de hora pico (0.9). Esos son los valores en vehículos por hora por carril cuando no hay camiones. Los volúmenes de vehículos con porcentajes de variación de camiones fueron encontrados aplicando apropiadamente el factor vehículo pesado.

El tráfico promedio diario anual (TPDA) es un dato necesario para la planeación de cualquier carretera y generalmente estará disponible para análisis de capacidad. La alineación vertical y presencia de camiones solamente pueden ser estimados por parte del analista, basado en las condiciones de terreno general de área a través del cual la carretera pasará y en el carácter anticipado del tráfico que se intenta ofrecer.

Tabla N° 5.31 Flujos de Servicio en veh/c para el uso en Análisis de Planeamiento

Tipo de Terreno	Nivel de Servicio	Vel. a Flujo Libre = 60 mi/h (Condiciones ideales)					Vel. a Flujo Libre = 50 mi/h (Condiciones ideales)				
% de Camiones		0	5	10	15	20	0	5	10	15	20
Llano	A	590	580	570	550	540	490	470	460	450	440
	B	990	970	940	920	900	810	790	770	750	740
	C	1360	1330	1290	1260	1240	1130	1110	1080	1050	1030
	D	1620	1580	1540	1510	1470	1350	1320	1290	1260	1230
	E	1890	1840	1800	1760	1720	1710	1670	1630	1590	1550
Ondulado	A	590	540	500	460	420	490	440	410	370	350
	B	990	900	830	760	710	810	740	680	620	580
	C	1360	1240	1130	1050	970	1130	1030	950	870	810
	D	1620	1470	1350	1250	1160	1350	1230	1130	1040	960
	E	1890	1720	1580	1450	1350	1710	1550	1430	1320	1220
Montañoso	A	590	480	400	340	300	490	390	320	280	240
	B	990	790	660	570	500	810	650	540	460	410
	C	1360	1090	910	780	680	1130	910	760	650	570
	D	1620	1300	1080	930	810	1350	1080	900	770	680
	E	1890	1510	1260	1080	950	1710	1370	1140	980	860

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Los pasos a seguir en un análisis de planeamiento son los siguientes:

1. El tráfico promedio diario anual TPDA es convertido a un volumen horario de diseño VHP usando la siguiente ecuación:

$$\boxed{VHP = TPDA \times K \times D} \quad (5.23)$$

Donde:

TPDA = Tráfico promedio diario anual previsto (veh/d).

VHP = Volumen horario de diseño (veh/h).

K = Porcentaje de TPDA que transita en la hora pico.

D = Porcentaje mayor correspondiente a la distribución direccional.

Los valores de K y D deberán estar basados en características locales o regionales.

2. Un apropiado flujo de servicio máximo en vehículos, M_{VF} es seleccionado de la tabla N° 5.31 para el porcentaje de camiones que prevalezca, el terreno y el nivel de servicio deseado.

3. el número de carriles que podrían ser requeridos en cada dirección de la carretera es calculado usando la siguiente ecuación:

$$N = \frac{VHP}{M_{V_F}} \quad (5.24)$$

La figura N° 5.46 mostrada en la siguiente página muestra una hoja de cálculo que puede ser usada para el análisis de planeamiento en carreteras multicarril.

Carretera: _____		Analista: _____									
De / a : _____		Fecha: _____									
Datos de Entrada											
		Entorno de la vía									
		Suburbano	Rural								
TPDA total	_____ veh/d	K	0.10								
Velocidad Límite	_____ mph	D	0.60								
Terreno	_____		0.65								
Análisis											
VHP = TPDA × K × D		VHP = _____ × _____ × _____ = _____ veh/h									
Volumen por carril para:		<u>NDS</u>									
Carretera de 4 carriles = _____ (veh/h)/2 = _____											
Carretera de 6 carriles = _____ (veh/h)/3 = _____											
Nivel de Servicio											
		Velocidad de Flujo Libre = 60 mph									
		Velocidad de Flujo Libre = 50 mph.									
		% de Camiones					% de Camiones				
Terreno	NDS	0	5	10	15	20	0	5	10	15	20
Llano	A	590	580	570	550	540	490	470	460	450	440
	B	990	970	940	920	900	810	790	770	750	740
	C	1360	1330	1290	1260	1240	1130	1110	1080	1050	1030
	D	1620	1580	1540	1510	1470	1350	1320	1290	1260	1230
	E	1890	1840	1800	1760	1720	1710	1670	1630	1590	1550
Ondulado	A	590	540	500	460	420	490	440	410	370	350
	B	990	900	830	760	710	810	740	680	620	580
	C	1360	1240	1130	1050	970	1130	1030	950	870	810
	D	1620	1470	1350	1250	1160	1350	1230	1130	1040	960
	E	1890	1720	1580	1450	1350	1710	1550	1430	1320	1220
Montañoso	A	590	480	400	340	300	490	390	320	280	240
	B	990	790	660	570	500	810	650	540	460	410
	C	1360	1090	910	780	680	1130	910	760	650	570
	D	1620	1300	1080	930	810	1350	1080	900	770	680
	E	1890	1510	1260	1080	950	1710	1370	1140	980	860
Datos Asumidos:		Todos los vehículos pesados son camiones					PHF = 0.90				
		Ancho de carriles = 12 pies					Puntos de acceso = 20/mi				
		Ancho de hombros ≥ 6 pies									

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.46 Hoja de Cálculo para Análisis de Planeamiento de carreteras multicarril

5.4.4.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 5.4.1.- Se tiene una carretera de cuatro carriles sin división. Dadas las características de la misma, determinar: la velocidad promedio de viaje de vehículos ligeros, la densidad de tráfico y el nivel de servicio para cada dirección de flujo.

Datos:

- Velocidad de flujo libre de 46 mi/h medida a un flujo de 1000 veh/h/c.
- Ancho de carriles de 11 pies con hombros de 4 pies a cada lado.
- Volumen en la hora pico de 1900 veh/h en cada dirección.
- 8% de camiones, 3% de buses y 2% de vehículos recreacionales.
- FHP = 0.90.

Primer tramo:

- Longitud de 3.25 millas
- Terreno llano.
- 21 puntos de acceso por milla.

Segundo tramo:

- A 6000 pies del final de la primera sección con una longitud de 3200 pies y una pendiente de 2.5%.
- 14 puntos de acceso a cada lado de la carretera.

Solución:

La velocidad a flujo libre no debe ser ajustada puesto que la misma fue medida en campo. Se esboza una curva de velocidad de flujo libre de 46 mi/h en sobre la figura N° 5.40 (tal como se muestra en la figura N° 5.47). Se calcula entonces el flujo de servicio para el primer tramo, como sigue:

- En primer lugar se obtienen los datos de equivalencia de vehículos ligeros para camiones, buses y vehículos recreacionales, esto para encontrar el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (f_{VP}) mediante la ecuación 5.21, tal como se muestra a continuación:

$$E_T = 1.5 \text{ (tabla N° 5.27).}$$

$$E_R = 1.2 \text{ (tabla N° 5.27).}$$

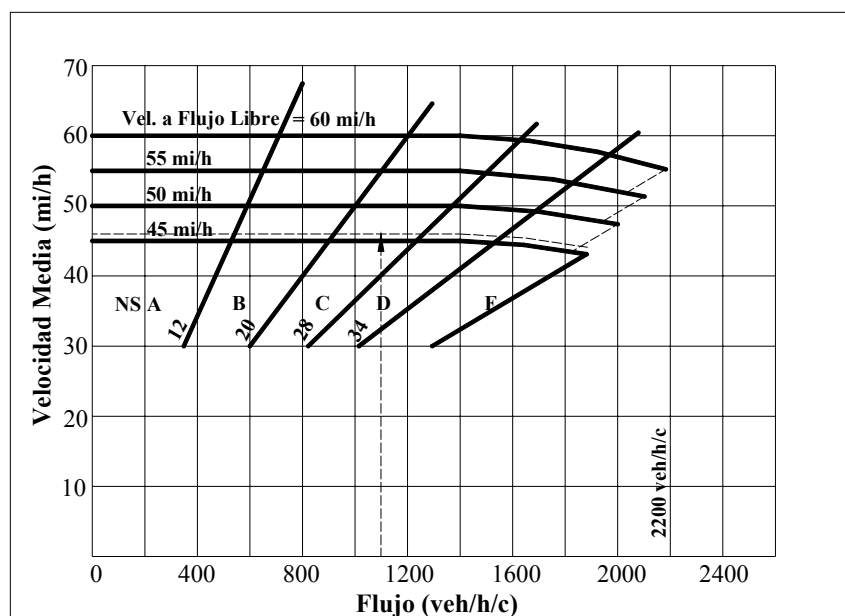
$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.11(1.5 - 1) + 0.02(1.2 - 1)} = 0.94$$

- El flujo de servicio para el primer tramo se calcula mediante la ecuación 5.20.

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{VP}} = \frac{1900 \text{ veh/h}}{2 \times 0.90 \times 0.94} = 1123 \text{ veh/h/c}$$

- Con el valor de flujo de servicio obtenido se ingresa a la gráfica mostrada en la figura N° 5.47, y se obtiene una velocidad promedio de viaje en la sección de 46 mi/h a un nivel de servicio C. El valor de la densidad se obtiene mediante la ecuación 5.22.

$$D = \frac{v_p}{S} = \frac{1123 \text{ veh/h/c}}{46 \text{ mi/h}} = 24 \text{ veh/mi/c}$$



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.47 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej. 5.4.1 (Terreno llano)

Para el segundo tramo en subida se tiene:

- Los valores de E_T y E_R se obtienen de las tablas N° 5.28 y N° 5.29 interpolando los valores para los datos específicos del problema.

$E_T = 2.2$ (Interpolando valores de la tabla N° 5.28).

$E_R = 1.6$ (Interpolando valores de la tabla N° 5.29).

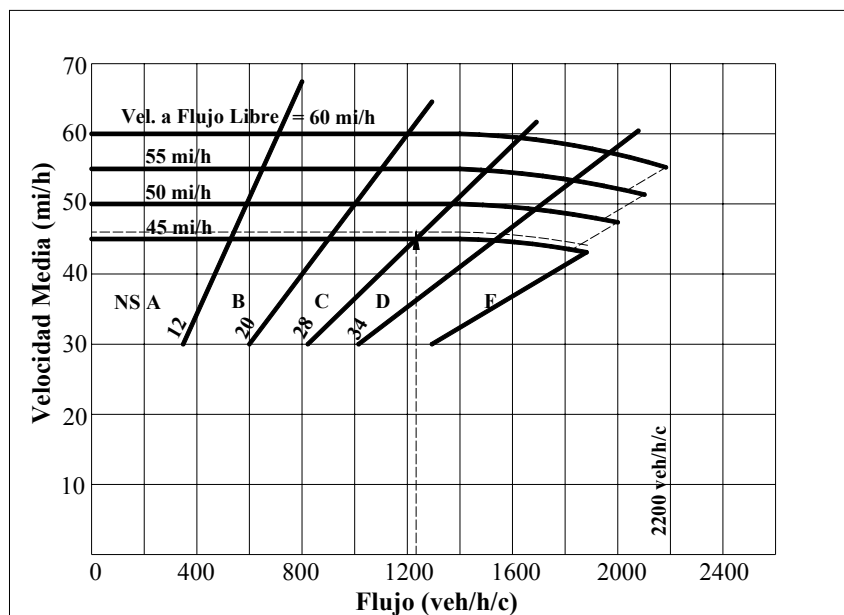
$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0.11(2.2 - 1) + 0.02(1.6 - 1)} = 0.87$$

- El flujo de servicio para el segundo tramo en subida es:

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{VP}} = \frac{1900 \text{ veh/h}}{2 \times 0.90 \times 0.87} = 1213 \text{ veh/h/c}$$

- Con el valor de flujo de servicio obtenido se ingresa a la gráfica mostrada en la figura N° 5.48, y se obtiene una velocidad promedio de viaje en la sección de 46 mi/h a un nivel de servicio C. El valor de la densidad se obtiene mediante la ecuación 5.22.

$$D = \frac{v_p}{S} = \frac{1213 \text{ veh/h/c}}{46 \text{ mi/h}} = 26 \text{ veh/mi/c}$$



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.48 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej.5.4.1 (Pendiente=2.5%)

Para el segundo tramo en bajada se tiene:

Los valores de E_T y E_R son los mismos que se usaron en el análisis de terreno llano, ya que la pendiente es menor al 4%, por lo tanto, los valores de f_{VP} , v_p , y D también son los

mismos. Se muestra a continuación las hojas de cálculo para este ejemplo:

Carretera: Ej. 5.4.1 (Terreno LLano)			Longitud: 3.25 millas		
De / a :			Analista:		
Año de análisis:			Fecha:		
Velocidad a Flujo Libre			Volumen		
Dirección	1	2	Dirección	1	2
Velocidad a Flujo Libre medida en campo ó estimada	46	46	Volumen (veh/h)	1900	1900
ó			FHP =	0.9	FHP = 0.9
Límite de velocidad			No. de carriles	N = 2	N = 2
ó			Tipo de Terreno	LL	LL
Velocidad del Percentil 85°			Pendiente, %		
Velocidad a Flujo Libre (Condiciones Ideales) ¹			Longitud		
Tipo de Separación			% Camion-Bus.	11	11
$F_M =$		$F_M =$	$E_T =$	1.5	1.5
Ancho de Carril			% Veh. Recr.	2	2
$F_{LW} =$		$F_{LW} =$	$E_R =$	1.2	1.2
Espacio Lateral Total			f_{VP}^3	0.94	f_{VP}^3 0.94
$F_{LC} =$		$F_{LC} =$	v_P (veh/h/c) ⁴	1123	1123
Accesos / milla			1.- Si no se dispone de la medición en campo		
$F_A =$		$F_A =$	2.- $FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A$		
Velocidad a Flujo Libre FFS (para la curva) ²	46	46	3.- $f_{VP} = 1/[1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)]$		
			4.- $v_P = V/[N \times FHP \times f_{VP}]$		
			5.- $D = v_P/\text{velocidad promedio de viaje}$		
Resultados					
Dirección	v_P (veh/h/c)	Velocidad a Flujo Libre	Velocidad Promedio de Viaje de veh. lig.	NS	Densidad ⁵
1	1123	46	46	C	24.4
2	1123	46	46	C	24.4

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.45 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.1

Carretera: __Ej. 5.4.1 (Pendiente = 2.5 %)____			Longitud 3200 pies_____		
De / a : _____			Analista: _____		
Año de análisis: _____			Fecha: _____		
Velocidad a Flujo Libre			Volumen		
Dirección	1	2	Dirección	1	2
Velocidad a Flujo Libre medida en campo ó estimada	46	46	Volumen (veh/h)	1900	1900
ó			FHP =	0.9	FHP = 0.9
Límite de velocidad			No. de carriles	N = 2	N = 2
ó			Tipo de Terreno		
Velocidad del Percentil 85°			Pendiente, %	2.5	2.5
Velocidad a Flujo Libre (Condiciones Ideales) ¹			Longitud	0.6	0.6
Tipo de Separación			% Camion-Bus.	11	11
$F_M =$		$F_M =$	$E_T =$	2.3	1.5
Ancho de Carril			% Veh. Recr.	2	2
$F_{LW} =$		$F_{LW} =$	$E_R =$	2	1.2
Espacio Lateral Total			f_{VP}^3	0.87	f_{VP}^3 0.94
$F_{LC} =$		$F_{LC} =$	v_P (veh/h/c) ⁴	1213	1123
Accesos / milla			1.- Si no se dispone de la medición en campo		
$F_A =$		$F_A =$	2.- $FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A$		
Velocidad a Flujo Libre FFS (para la curva) ²	46	46	3.- $f_{VP} = 1/[1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)]$		
			4.- $v_P = V/[N \times FHP \times f_{VP}]$		
			5.- $D = v_P/\text{velocidad promedio de viaje}$		
Resultados					
Dirección	v_P (veh/h/c)	Velocidad a Flujo Libre	Velocidad Promedio de Viaje de veh. lig.	NS	Densidad ⁵
1	1213	46	46	C	26.4
2	1123	46	46	C	24.4

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.45 (b) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.1

Ej. 5.4.2.- Se tiene una carretera multicarril de este a oeste con una sección transversal de 5 carriles compuesta por dos carriles de viaje en cada dirección separados por un carril de giro a la izquierda de doble sentido. Determinar el nivel de servicio del tramo en estudio.

Datos:

- Carriles de 12 pies de ancho.
- Espacios laterales ideales.
- Volumen de 1500 veh/h en cada dirección.
- 4% de camiones y 2% de buses.
- 27 puntos de acceso al lado norte espaciados cada 400 pies.
- 10 puntos de acceso en el lado sur, solo en terreno llano.
- FHP = 0.90.

Primer tramo:

- 6000 pies de longitud.
- 4% de pendiente.
- Velocidad del percentil 85° de vehículos ligeros en subida (hacia el oeste) igual a 48 mi/h.
- Velocidad del percentil 85° de vehículos ligeros en bajada (hacia el este) igual a 54 mi/h.

Segundo tramo:

- 5000 pies de longitud.
- Terreno llano.
- Velocidad del percentil 85° de vehículos ligeros igual a 52 mi/h en ambas direcciones.

Solución:

Un análisis apropiado requiere que el área de estudio sea separado en dos segmentos, un segmento llano y un segmento con pendiente sostenida. Note que debido al número de puntos de acceso variables por dirección, el segmento llano deberá ser evaluado en ambas direcciones.

Para el segmento sobre terreno llano se tiene:

- La velocidad de flujo libre se obtiene mediante la ecuación 5.18, donde la velocidad de flujo libre para condiciones ideales (FFS_i) resulta de una corrección aplicada a la

velocidad del percentil 85°, y la cantidad de accesos debe ser calculada por sentido , con estas consideraciones se tiene:

$$FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A$$

$$FFS_i = 52 - 2 = 50 \text{ mi/h (ambas direcciones)}$$

$$Ad1 = \frac{1 \text{ acceso}}{400 \text{ pies}} \times \frac{5280 \text{ pies}}{1 \text{ milla}} = 13 \text{ accesos/milla (Hacia el oeste)}$$

$$Ad2 = 10 \text{ accesos/milla (Hacia el este)}$$

Los factores de corrección son:

$$F_M = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.19).}$$

$$F_{LW} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.20).}$$

$$F_{LC} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.21).}$$

$$F_{Ad1} = 3.3 \text{ (Tabla N° 5.25).}$$

$$F_{Ad2} = 2.5 \text{ (Tabla N° 5.25).}$$

Los flujos de servicio:

$$FFS1 = 50 - 0.0 - 0.0 - 0.0 - 3.3 = 46.7 \text{ mi/h (Hacia el oeste)}$$

$$FFS2 = 50 - 0.0 - 0.0 - 0.0 - 2.5 = 47.5 \text{ mi/h (Hacia el este)}$$

- Una vez determinada la velocidad a flujo libre para este segmento, el siguiente paso consiste en calcular el flujo de servicio (v_p) mediante la ecuación 5.20, previo a este paso es necesario el cálculo del factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (f_{vp}) con la ecuación 5.21, entonces se tiene:

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

Donde:

$$E_T = 1.5 \text{ (Tabla N° 5.27).}$$

$$E_R = 1.2 \text{ (Tabla N° 5.27).}$$

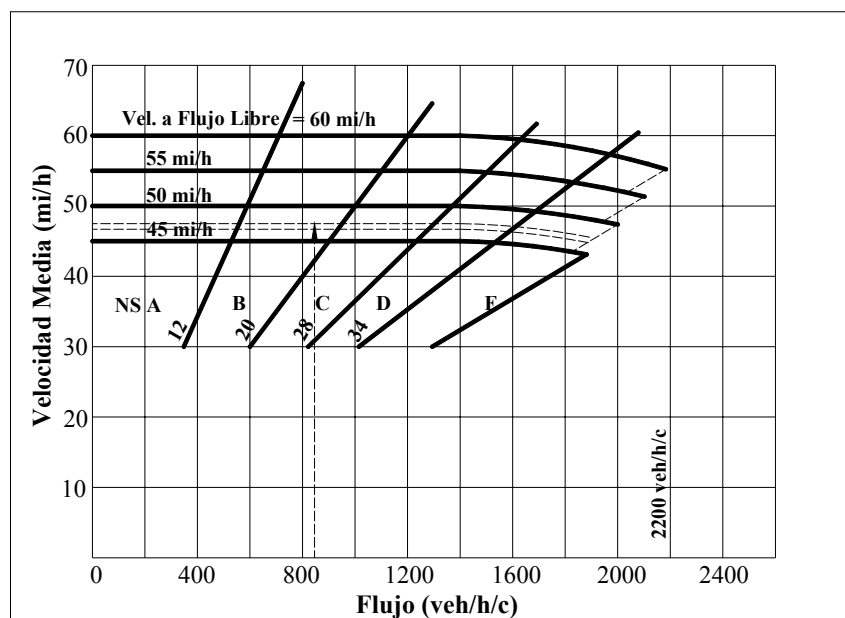
El factor de ajuste es:

$$f_{vp} = \frac{1}{1 + 0.06(1.5 - 1) + 0.0(1.2 - 1)} = 0.97$$

El flujo de servicio:

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{vp}} = \frac{1500 \text{ veh/h}}{2 \times 0.90 \times 0.97} = 859 \text{ veh/h/c (ambos sentidos)}$$

Con el valor de flujo de servicio y velocidades de flujo libre obtenidas se ingresa a la gráfica de Velocidad – Flujo mostrada en la figura N° 5.49 donde se ve claramente que para ambas velocidades de flujo para cada sentido en terreno llano, se tiene un Nivel de Servicio B.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.49 Curvas de Velocidad – Flujo para el Ej. 5.4.2 (Terreno llano)

Para el segmento con pendiente de 4% se tiene:

- La velocidad de flujo libre se obtiene aplicando las correcciones a una velocidad de flujo ideal para cada sentido.

$$FFS_{i1} = 48 - 2 = 46 \text{ mi/h (Hacia el oeste de subida).}$$

$$FFS_{i2} = 54 - 2 = 52 \text{ mi/h (Hacia el este de bajada).}$$

$$Ad1 = 13 \text{ accesos/milla (Hacia el oeste).}$$

$$Ad2 = 0 \text{ accesos/milla (Hacia el este).}$$

Los factores de corrección son:

$$F_M = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.19).}$$

$$F_{LW} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.20).}$$

$$F_{LC} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.21).}$$

$$F_{Ad1} = 3.3 \text{ (Tabla N° 5.25).}$$

$$F_{Ad2} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.25).}$$

Los flujos de servicio:

$$FFS_1 = 46 - 0.0 - 0.0 - 0.0 - 3.3 = 42.7 \text{ mi/h (Hacia el oeste)}$$

$$FFS_2 = 52 - 0.0 - 0.0 - 0.0 - 0.0 = 52.0 \text{ mi/h (Hacia el este)}$$

- El valor del factor de ajuste (f_{VP}) para el cálculo del flujo de servicio (v_p) se calcula como sigue:

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

Donde:

$$E_T = 7.0 \text{ (Tabla N° 5.28).}$$

$$E_R = 1.5 \text{ (Tabla N° 5.30).}$$

El factor de ajuste es:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + 0.06(7.0 - 1) + 0.0(1.2 - 1)} = 0.74 \text{ (Hacia el oeste de subida)}$$

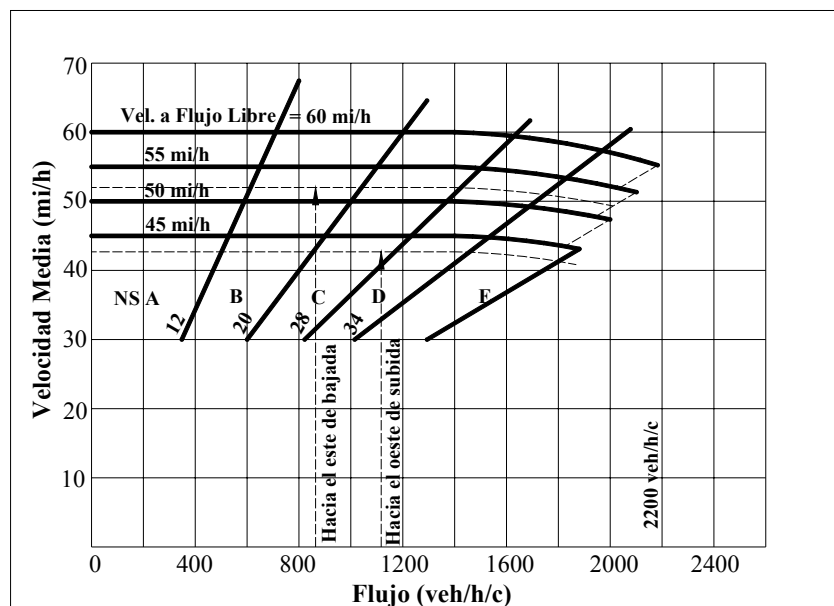
$$f_{VP} = \frac{1}{1 + 0.06(1.5 - 1) + 0.0(1.2 - 1)} = 0.97 \text{ (Hacia el este de bajada)}$$

El flujo de servicio:

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{VP}} = \frac{1500 \text{ veh/h}}{2 \times 0.90 \times 0.74} = 1126 \text{ veh/h/c (Hacia el oeste)}$$

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{VP}} = \frac{1500 \text{ veh/h}}{2 \times 0.90 \times 0.97} = 859 \text{ veh/h/c (Hacia el este)}$$

Con los datos de flujo y velocidad de flujo libre se ingresa a la grafica de Velocidad - Flujo como se muestra en la figura N° 5.50, obteniendo un Nivel de Servicio B para la pendiente en bajada (hacia el este) y un Nivel de Servicio C para la pendiente en subida (hacia el oeste).



Carretera: ____ Ej. 5.4.2 (Terreno LLano) ____			Longitud: ____ 5000 pies ____		
De / a : ____			Analista: ____		
Año de análisis: ____			Fecha: ____		
Velocidad a Flujo Libre			Volumen		
Dirección	1	2	Dirección	1	2
Velocidad a Flujo Libre medida en campo ó estimada			Volumen (veh/h)	1500	1500
ó			FHP =	0.9	FHP = 0.9
Límite de velocidad			No. de carriles	N = 2	N = 2
ó			Tipo de Terreno	LL	LL
Velocidad del Percentil 85°	52	52	Pendiente, %		
Velocidad a Flujo Libre (Condiciones Ideales) ¹	50	50	Longitud		
Tipo de Separación	D	D	% Camion-Bus.	6	6
	F _M = 0	F _M = 0	E _T =	1.5	1.5
Ancho de Carril	12 pies	12 pies	% Veh. Recr.	0	0
	F _{LW} = 0	F _{LW} = 0	E _R =	-	-
Espacio Lateral Total	12 pies	12 pies	f _{VP} ³	0.97	f _{VP} ³ 0.97
	F _{LC} = 0	F _{LC} = 0	v _P (veh/h/c) ⁴	859	859
Accesos / milla	13	10	1.- Si no se dispone de la medición en campo		
	F _A = 3.3	F _A = 2.5	2.- $FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A$		
Velocidad a Flujo Libre FFS (para la curva) ²	46.7	47.5	3.- $f_{VP} = 1/[1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)]$		
			4.- $v_P = V/[N \times FHP \times f_{VP}]$		
			5.- $D = v_P/\text{velocidad promedio de viaje}$		
Resultados					
Dirección	v _P (veh/h/c)	Velocidad a Flujo Libre	Velocidad Promedio de Viaje de veh. lig.	NS	Densidad ⁵
1	859	46.7	46.7	B	18.4
2	859	47.5	47.5	B	18.1

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.45 (c) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.2

Carretera: _____ Ej. 5.4.2 (Pendiente 4%) _____			Longitud: _____ 6000 pies _____		
De / a : _____			Analista: _____		
Año de análisis: _____			Fecha: _____		
Velocidad a Flujo Libre			Volumen		
Dirección	1	2	Dirección	1	2
Velocidad a Flujo Libre medida en campo ó estimada			Volumen (veh/h)	1500	1500
ó			FHP =	0.9	FHP = 0.9
Límite de velocidad			No. de carriles	N = 2	N = 2
ó			Tipo de Terreno		
Velocidad del Percentil 85°	48	54	Pendiente, %	4	4
Velocidad a Flujo Libre (Condiciones Ideales) ¹	46	52	Longitud	1.1 mi	1.1 mi
Tipo de Separación	D	D	% Camion-Bus.	6	6
	F _M = 0	F _M = 0	E _T =	7	1.5
Ancho de Carril	12 pies	12 pies	% Veh. Recr.	0	0
	F _{LW} = 0	F _{LW} = 0	E _R =	-	-
Espacio Lateral Total	12 pies	12 pies	f _{VP} ³	0.74	f _{VP} ³ 0.97
	F _{LC} = 0	F _{LC} = 0	v _P (veh/h/c) ⁴	1126	859
Accesos / milla	13	0	1.- Si no se dispone de la medición en campo		
	F _A = 3.3	F _A = 0	2.- FFS = FFS _i - F _M - F _{LW} - F _{LC} - F _A		
Velocidad a Flujo Libre FFS (para la curva) ²	42.7	52	3.- f _{VP} = 1/[1 + P _T (E _T - 1) + P _R (E _R - 1)]		
			4.- v _P = V/[N × FHP × f _{VP}]		
			5.- D = v _P /velocidad promedio de viaje		
Resultados					
Dirección	v _P (veh/h/c)	Velocidad a Flujo Libre	Velocidad Promedio de Viaje de veh. lig.	NS	Densidad ⁵
1	1126	42.7	42.7	C	26.4
2	859	52	52	B	16.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.45 (d) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.2

Ej. 5.4.3.- Se desea realizar el diseño de una carretera multicarril con las características presentadas a continuación. Determinar la sección transversal de la carretera y la velocidad promedio de viaje de vehículos ligeros.

Datos:

- 2 millas de longitud.
- 60000 veh/d.
- Nivel de Servicio requerido = NS D.
- K = 10%.
- Distribución direccional 55/45.
- FHP = 0.9.
- 5% de camiones.
- Límite de velocidad = 50 mi/h.
- 10 accesos por milla
- Terreno ondulado.

Solución:

Inicialmente se asume para este tipo de análisis características ideales como ser: ancho de carril de 12 pies, separación elevada de carretera y hombreras de 6 o más pies en cada dirección.

- La velocidad a flujo libre ideal se estima a partir del límite de velocidad, según la teoría presentada en este procedimiento a límites de velocidad comprendidos entre 50 a 55 mi/h se debe incrementar 5 mi/h aproximadamente, se obtiene entonces la velocidad a flujo libre mediante la ecuación 5.18 como se muestra a continuación:

$$FFS = FFS_i - F_M - F_{LW} - F_{LC} - F_A$$

Los factores de corrección son:

$$F_M = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.19).}$$

$$F_{LW} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.20).}$$

$$F_{LC} = 0.0 \text{ (Tabla N° 5.21).}$$

$$F_d = 2.5 \text{ (Tabla N° 5.25).}$$

La velocidad a flujo libre es:

características del problema es:

$$v_p = \frac{V}{N \times FHP \times f_{vp}} \Rightarrow N = \frac{V}{v_p \times FHP \times f_{vp}} = \frac{3300 \text{ veh/h}}{1750 \text{ veh/h/c} \times 0.9 \times 0.91} = 2.3 \text{ carriles}$$

Por lo tanto, se requieren 3 carriles por sentido para que la vía opere en un NS D bajo las características de tráfico establecidas.

Ej. 5.4.4.- Se desea construir una nueva carretera suburbana en un lapso de 10 años, las proyecciones de tráfico muestran que la carretera debería ser diseñada para llevar un tráfico de 42000 veh/d con 10% de camiones. Se espera que la velocidad a flujo libre en la carretera sea de 50 mi/h. Determinar el número de carriles necesarios para que la carretera opere a un NS C.

Datos:

- 42000 veh/d.
- 10% de camiones.
- Velocidad a Flujo Libre = 50 mi/h.
- Terreno ondulado.

Solución:

Como no se tienen algunos datos especificados, los mismos serán asumidos de acuerdo al tipo de carretera.

- Primeramente se calcula el volumen horario de diseño mediante la ecuación 5.23 como se muestra a continuación:

$$VHP = TPDA \times K \times D = 42000 \text{ veh/d} \times 0.10 \times 0.60 = 2520 \text{ veh/h}$$

- Este volumen horario de diseño se compara con el volumen calculado mediante la ecuación 5.24 para 2 y 3 carriles por sentido para un NS C.

$$Mv_F = 950 \text{ veh/h/c (Tabla N° 5.31)}$$

$$N = \frac{VHP}{M_{v_F}} \Rightarrow VHP = N \times M_{v_F} = \begin{cases} N = 2 \Rightarrow VHP = 2 \times 950 = 1900 \text{ veh/h} \\ N = 3 \Rightarrow VHP = 3 \times 950 = 2850 \text{ veh/h} \end{cases}$$

El número de carriles necesarios para que la carretera opere a un NS C es de 3 carriles por sentido. Se muestra en la siguiente página la hoja de cálculo de este ejemplo.

Carretera: <u>Ej. 5.4.4</u>		Analista: _____	
De / a : _____		Fecha: _____	
Datos de Entrada			
		Entorno de la vía	
		Suburbano	Rural
TPDA total	42000 veh/d	K	0.10
Velocidad Límite	50 mph	D	0.60
Terreno	Ondulado		0.65
Análisis			
DDHV = AADT × K × D		DDHV = 42000 × 0.10 × 0.60 = 2520 veh/h	
Volumen por carril para:		<u>NDS</u>	
Carretera de 4 carriles =	<u>2520</u> (veh/h)/2 = <u>1260</u>	<u>E</u>	
Carretera de 6 carriles =	<u>2520</u> (veh/h)/3 = <u>840</u>	<u>C</u>	
Nivel de Servicio			
		Velocidad de Flujo Libre = 60 mph	
		Velocidad de Flujo Libre = 50 mph.	
		% de Camiones	
Terreno	NDS	0	5
		10	15
		20	
Llano	A	590	580
	B	990	970
	C	1360	1330
	D	1620	1580
	E	1890	1840
Ondulado	A	590	540
	B	990	900
	C	1360	1240
	D	1620	1470
	E	1890	1720
Montañoso	A	590	480
	B	990	790
	C	1360	1090
	D	1620	1300
	E	1890	1510
Datos Asumidos:		Todos los vehículos pesados son camiones Ancho de carriles = 12 pies Ancho de hombros ≥ 6 pies	
		PHF = 0.90 Puntos de acceso = 20/mi	

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.46 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.4.4

5.5.- CARRETERAS DE DOS CARRILES

5.5.1.- INTRODUCCIÓN

Una carretera de dos carriles puede ser definida como una vía de dos carriles donde se tiene un carril para el uso del tráfico en cada dirección. El adelantar a vehículos lentos requiere el uso de la vía opuesta donde la distancia y el alcance del flujo del tráfico opuesto lo permitan. En la medida en que el volumen y/o las restricciones geométricas se incrementan, la habilidad para adelantar disminuye, dando como resultado la formación de grupos en el flujo de tráfico, motoristas en estos grupos son sujetos de retraso debido a la inhabilidad de adelantar.

La principal función de las carreteras de dos carriles es la de un transporte eficaz, usadas como arterias primarias de conexión a vías de mayor volumen de tráfico. Para segmentos cortos de carreteras de dos carriles las condiciones de tráfico tienden a ser mejores que la que podría esperarse para segmentos más largos de dos carriles, y las expectativas con respecto a la calidad del servicio por parte de los motoristas es generalmente más alto.

Por estas razones, tres parámetros son usados para describir la calidad del servicio de carreteras de dos carriles:

1. Velocidad promedio de viaje.
2. Porcentaje de tiempo de retraso.
3. Capacidad utilizable.

La velocidad promedio de viaje es la distancia del segmento de carretera bajo consideración dividida por el tiempo promedio de viaje de todos los vehículos que atraviesan el segmento en ambas direcciones sobre algún intervalo de tiempo dado.

El porcentaje de tiempo de retraso se define como el porcentaje promedio de tiempo en la que todos los vehículos están retrasados mientras viajan en grupo debido a la incapacidad de adelantar. El porcentaje de tiempo de retraso es difícil de medir directamente en el terreno.

La capacidad utilizable se define como la proporción del flujo de demanda de la vía a la capacidad.

5.5.1.1.- Niveles de análisis

Se provee en este tema el análisis en dos niveles:

1. *Análisis operacional.*-Esta aplicación intenta determinar el nivel de servicio para una carretera de dos carriles existente con un tráfico existente y condiciones de vía, o para condiciones futuras proyectadas; aplicaciones de análisis operacional son presentadas para segmentos generales de terreno y para pendientes específicas.
2. *Análisis de planeamiento.*- Esta aplicación posibilita a los diseñadores determinar rápidamente los volúmenes TPDA los cuales pueden ser acomodados en carreteras de dos carriles para varios niveles de servicio y condiciones de terreno.

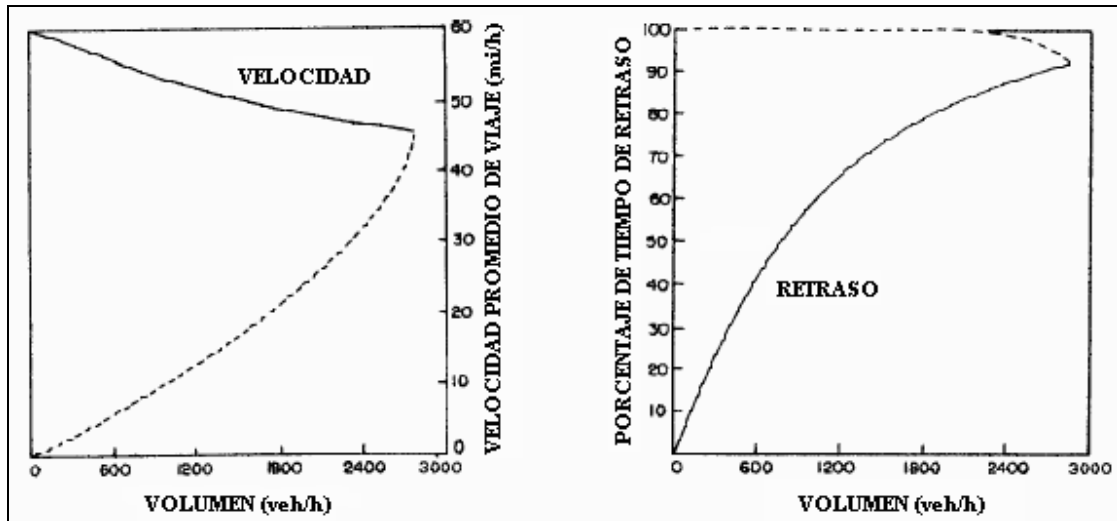
Cómputos de diseño no pueden ser prontamente desarrollados para carreteras de dos carriles debido a que el número de carriles esta dado, sin embargo, modificaciones a la pendiente y alineamientos pueden mejorar la eficiencia operacional de una vía de dos carriles. La selección de un apropiado nivel de análisis esta basado en los objetivos del análisis, la base de datos disponible y los requerimientos.

5.5.1.2.- Características operacionales

Las características operacionales en carreteras de dos carriles son únicas, el cambio de vía y adelantamiento son posibles solamente si se puede ver el tráfico que viene en la vía opuesta. La demanda de adelantamiento se incrementa rápidamente en la medida que el volumen de tráfico se incrementa, mientras que la capacidad de adelantar en la vía opuesta disminuye cuando el volumen se incrementa. Además, a diferencia de otros tipos de vialidades de flujo no interrumpido, en las carreteras de dos carriles el flujo normal de tráfico en una dirección influencia el flujo en la otra dirección. Los motoristas se ven forzados a ajustar su velocidad de viaje individual en la medida que el volumen aumenta y la habilidad de adelantar disminuye. Una relativa alta velocidad de recorrido se ha vuelto un criterio aceptable para diseño de carretera primaria. Mientras que las velocidades de flujo de tráfico están frecuentemente observadas bajo 55 mi/h (88 km/h) en carreteras rurales primarias, investigaciones han mostrado que la velocidad es de lejos insensible al volumen en carreteras de dos carriles sin pendientes significativas o cambio de tráfico. Consecuentemente, velocidades promedio menores a 50 mi/h (80 km/h) son juzgadas indeseables para carreteras de dos carriles primarias en terrenos llanos debido a que un alto porcentaje del tiempo de los motoristas podría ser retrasado. Los motoristas son considerados en retraso cuando van viajando detrás de un grupo a velocidades menores que su velocidad deseada e intervalos menores a 5 segundos. Para propósitos de medidas en terreno, el porcentaje de tiempo de retraso en una sección es aproximadamente el mismo que el porcentaje de todos los vehículos viajando en grupo en intervalos menores a 5

segundos.

La relación básica entre velocidad promedio de viaje, porcentaje de tiempo de retraso y volumen se muestra en la figura N° 5.52. Estas curvas asumen condiciones ideales de tráfico y de la vía.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.52 Relaciones Velocidad-Volumen y Porcentaje de Tiempo de Retraso-Volumen para una carretera rural de dos carriles (condiciones ideales).

5.5.1.3.- Condiciones ideales

Las condiciones ideales para una carretera de dos carriles están definidas como las no restringidas por las condiciones geométricas, de tráfico o de ambiente. Específicamente estas incluyen:

1. Velocidad de diseño mayor o igual a 60 mi/h (96 km/h).
2. Ancho de carriles mayores o iguales a 12 pies (3.65 m).
3. Hombreras de ancho mayor o igual a 6 pies (1.8 m).
4. No existencia de “zonas de no adelantar” en la carretera.
5. Solo vehículos ligeros en el flujo de tráfico.
6. Una distribución direccional de tráfico 50/50.
7. Ningún impedimento a lo largo del tráfico debido a controles de tráfico o vehículos que dan la vuelta.
8. Terreno llano.

La capacidad de carreteras rurales de dos carriles bajo estas condiciones ideales es de **2800 veh/h**, total, en ambas direcciones. Esta capacidad refleja el impacto de vehículos opuestos en oportunidades de adelantamiento, y también en la habilidad de llenar los espacios en el flujo de tráfico.

La distribución direccional está definida a ser 50/50 para condiciones ideales, la mayoría de los factores de distribuciones direccionales observadas en carreteras rurales de dos carriles se encuentran entre 55/45 a 70/30. En rutas recreacionales, la distribución direccional puede ser 80/20 o más durante feriados u otro periodo pico. La frecuencia de zonas de no adelantamiento a lo largo de la carretera de dos carriles es usada para caracterizar el diseño del camino y para definir las condiciones de expectativa de tráfico. Una zona de no adelantamiento está definida como cualquier zona marcada como de no adelantamiento o en su defecto, cualquier sección de camino donde la distancia de adelantamiento es de 1500 pies o menos. El porcentaje promedio de zona de no adelantamiento en ambas direcciones a lo largo de la sección es usada en los procedimientos.

El porcentaje típico de zonas de no adelantamiento encontrada en una carretera rural de dos carriles está entre 20 a 50%. Valores cercanos al 100 % pueden ser hallados en secciones de anchos caminos montañosos. Zonas de no adelantamiento tienen un gran efecto en el terreno montañoso que en un segmento de carretera llano u ondulado. La formación de densos grupos a lo largo de la sección de carretera puede causar más que los problemas operacionales esperados en una sección adyacente que tiene restringido las oportunidades de adelantamiento.

5.5.2.- METODOLOGÍA

5.5.2.1.- Niveles de servicio

La medida principal de la calidad del servicio es el porcentaje del tiempo de retraso, con la utilización de la velocidad y capacidad como medidas secundarias. El criterio de nivel de servicio está definido para periodos pico de flujo de 15 minutos, y está pensado para aplicaciones en segmentos significativamente largos.

Tabla N° 5.32 Nivel de Servicio para segmentos generales de carreteras de dos carriles

Relación v/c ^a								
Terreno llano								
NS	% de tiempo de retraso	Vel. Prom. ^b	Porcentaje de zonas de no adelantamiento					
			0	20	40	60	80	100
A	≤30	≥58	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04
B	≤45	≥55	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16
C	≤60	≥52	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32
D	≤75	≥50	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.57
E	>75	≥45	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
F	100	<45	-	-	-	-	-	-
Terreno Ondulado								
A	≤30	≥57	0.15	0.10	0.07	0.05	0.04	0.03
B	≤45	≥54	0.26	0.23	0.19	0.17	0.15	0.13
C	≤60	≥51	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28
D	≤75	≥49	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43
E	>75	≥40	0.97	0.94	0.92	0.91	0.90	0.90
F	100	<40	-	-	-	-	-	-
Terreno montañoso								
A	≤30	≥56	0.14	0.09	0.07	0.04	0.02	0.01
B	≤45	≥54	0.25	0.20	0.16	0.13	0.12	0.10
C	≤60	≥49	0.39	0.33	0.28	0.23	0.20	0.16
D	≤75	≥45	0.58	0.50	0.45	0.40	0.37	0.33
E	>75	≥35	0.91	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78
F	100	<35	-	-	-	-	-	-

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

^a Relación para una capacidad ideal de 2800 veh/h en ambas direcciones.^b Estas velocidades son solamente informativas y se aplican a carreteras con una velocidad de diseño de 60 mi/h o mayor.

El criterio del nivel de servicio para segmento de terreno general esta dado en la tabla N° 5.32. Para cada nivel de servicio el porcentaje de tiempo de retraso es mostrado y la velocidad promedio de viaje también se conoce, con valores que varían levemente por el tipo de terreno. El cuerpo de la tabla incluye valores máximos de v/c (bajo condiciones ideales) para varias categorías de terreno y niveles de servicio de la A a la F.

La tabla N° 5.33 proporciona el criterio de nivel de servicio para segmentos con pendientes específicas. Estos criterios relacionan el promedio de la velocidad de viaje de subida de los vehículos al nivel de servicio. Operaciones en pendientes mantenidas de dos carriles son substancialmente diferentes de segmentos extendidos de terreno general. La velocidad de vehículos en subida es seriamente impactada, así como la formación de grupos detrás de

vehículos de bajo movimiento se intensifica y las maniobras de adelantamiento se vuelven más difíciles. La velocidad de capacidad para una pendiente específica depende de la pendiente, la longitud de la pendiente y el volumen.

Tabla N° 5.33 Criterio de Nivel de Servicio para pendientes específicas

Nivel de Servicio	Velocidad Promedio de Subida (mi/h)
A	≥ 55
B	≥ 50
C	≥ 45
D	≥ 40
E	$\geq 25-40^a$
F	$< 25-40^a$

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

^aLa velocidad exacta en que ocurre la capacidad varía con el porcentaje y la longitud de la pendiente, composición de tráfico y volumen.

Operaciones de descenso no están específicamente manejadas por estos procedimientos, operaciones de descenso en pendientes suaves (menor a 3%) son generalmente comparables a aquellos en terreno llano. En pendientes más severas, operaciones de descenso están entre aquellos vistos en terreno llano y aquellos vistos en un ascenso de tráfico equivalente y de características de camino similares.

Un NS A ocurre cuando los motoristas están posibilitados de manejar a su velocidad deseada (60 mi/h) en carreteras de dos carriles. La demanda de adelantamiento esta bien por debajo de la capacidad de adelantamiento, y casi no se observan grupos de tres o más vehículos. Los conductores no deberían estar retrasados por más de 30% del tiempo por vehículos de movimiento lento. Un máximo flujo de 420 veh/h, total en ambas direcciones, puede ser logrado bajo condiciones ideales.

El NS B caracteriza la región de flujo de tráfico donde se esperan velocidades de 55 mi/h (88 km/h) o un poco mayores en terreno llano, la demanda de adelantamiento que se necesita para mantener la velocidad deseada se vuelve significativa y cercanamente igual a la capacidad de adelantamiento al limite inferior del nivel de servicio B. Los conductores están retrasados hasta un 45% del tiempo en promedio. Flujo de servicio de 750 veh/h, total en ambas direcciones, pueden ser logrados bajo condiciones ideales. Bajo este flujo, el número de grupos formándose en el flujo de tráfico empieza a incrementarse dramáticamente.

Un NS C se caracteriza por incrementos adicionales en el flujo, dando como resultado un notable incremento de formación de grupos, el tamaño del grupo y la frecuencia de impedimento de adelantamiento. El promedio de velocidad aun excede 52 mi/h (84 km/h) en terreno llano, aun así la demanda de adelantamiento irrestricto excede la capacidad de adelantamiento. A altos niveles de volumen, cadenas de grupos y reducciones significativas de capacidad de adelantamiento están listos a ocurrir. Mientras el flujo de tráfico sea estable, este se convierte susceptible de congestión debido a los giros de tráfico y vehículos de movimiento lento. El porcentaje de tiempo de retraso llega hasta un 60%. Un flujo de servicio de hasta 1200 veh/h, total en ambas direcciones puede ser acomodado bajo condiciones ideales.

En un NS D se alcanza un flujo de tráfico inestable. Los dos flujos opuestos del tráfico empiezan esencialmente a operar por separado a grandes volúmenes de servicio, en cuanto que el adelantamiento se vuelve extremadamente difícil, la demanda de adelantamiento es muy alta, mientras la capacidad de adelantamiento se aproxima a cero. Grupos del tamaño de 5 o 6 vehículos son comunes, y la velocidad de 50 mi/h (80 km/h) puede aún ser mantenida en condiciones ideales. La fracción de zonas de no adelantamiento a lo largo de la sección del camino usualmente tiene una pequeña influencia en el adelantamiento. Giros de vehículos y/o distracciones a los lados del camino causa mayores ondas de choque en el flujo de tráfico. El porcentaje de tiempo que los motoristas están retrasados se acerca al 75%. Un flujo de servicio de 1800 veh/h, total en ambas direcciones, puede ser mantenido bajo condiciones ideales. Este es el más alto flujo que puede ser mantenido por cualquier tiempo sobre una sección de terreno llano sin una alta probabilidad de colapso.

El NS E es definido como un flujo de tráfico sobre carreteras de dos carriles que tienen un porcentaje de retraso mayor al 75%. Bajo condiciones ideales, las velocidades caerían por debajo de 50 mi/h (80 km/h). La velocidad promedio de viaje en carreteras con menos que las condiciones ideales serían más lentas, tan bajas como 25 mi/h en subidas sostenidas. El adelantamiento es virtualmente imposible bajo un nivel de servicio E, grupos se vuelven intensos cuando vehículos lentos u otras interrupciones son encontrados. El mayor volumen asequible bajo el nivel de servicio E define la capacidad de la carretera. Bajo condiciones ideales, la capacidad es de 2800 veh/h, total en ambas direcciones. Para otras condiciones la capacidad es más baja. Las condiciones de operación en capacidad son inestables y difíciles de predecir. Las operaciones de tráfico son raramente observados cercanos a la capacidad en carreteras rurales, principalmente debido a la falta de demanda. La capacidad de las carreteras de dos carriles es afectado por la división del tráfico por direcciones. Como la división direccional se mueve lejos de la condición “ideal” 50/50, la capacidad total de las carreteras de dos carriles es reducida como sigue:

Tabla N° 5.34 Valores de capacidad en función a la distribución direccional

Distribución Direccional	Capacidad Total (veh/h)	Relación de capacidad a capacidad ideal
50/50	2800	1.00
60/40	2650	0.94
70/30	2500	0.89
80/20	2300	0.83
90/10	2100	0.75
100/0	2000	0.71

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Para longitudes cortas de carretera de dos carriles, como túneles o puentes, interacciones de tráfico opuesto pueden tener solo un efecto menor en la capacidad. La capacidad en cada dirección puede aproximarse al de una sola vía totalmente cargada, dando los ajustes apropiados para el ancho de vía y ancho de hombrera.

El NS F representa una congestionada fluidez con una demandad de trafico que excede la capacidad.

5.5.2.2.- Análisis operacional

Esta sección presenta la metodología para el análisis operacional de segmentos generales de terreno y pendientes específicas por separado en carreteras de dos carriles.

El largo de la pendiente es tomada como el largo de la tangente de la pendiente más una porción de las curvas verticales al inicio y final de la pendiente. Cerca de un cuarto de la longitud de la curva vertical al principio y al final de la pendiente es incluida en la longitud de la pendiente. Cuando dos pendientes (en la misma dirección) están unidas por una curva vertical, mitad de la curva es incluida en cada segmento de la pendiente.

El objetivo del análisis operacional es generalmente la determinación del nivel de servicio para una vialidad existente o proyectada operando bajo demanda de tráfico existente o proyectado. El análisis operacional puede además ser usado para determinar la capacidad de segmentos de carreteras de dos carriles, o el flujo de servicio que puede ser acomodado en cualquier nivel de servicio dado.

5.5.2.2.1.- Factor de hora pico (FHP)

Como para otro tipo de vialidades, el análisis de carreteras de dos carriles esta basado en

flujos para periodos pico de 15 minutos dentro de la hora de interés, la cual es usualmente la hora pico. El criterio de la tabla N° 5.32 se refiere al equivalente del flujo horario en los 15 minutos pico.

Estos criterios son usados para cálculo de flujos de servicio, SF, que se comparan con flujos existentes o proyectados para determinar el nivel de servicio. Los volúmenes horarios deben convertirse a flujos de demanda para los 15 minutos pico como se muestra a continuación:

$$v = \frac{V}{FHP}$$

Donde:

v = flujo o índice de flujo para los 15 minutos pico, total para ambas direcciones, en veh/h.

V = volumen total de toda la hora para ambas direcciones, en veh/h.

FHP = Factor de Hora Pico.

La decisión de usar índices de flujo o volúmenes de toda la hora en un análisis esta relacionado con la posibilidad de las características de pico de causar o no fluctuaciones substanciales en las condiciones de operación dentro la hora pico, y si el impacto de tales fluctuaciones impactaran el diseño y/o la política de las decisiones operacionales. En general, donde el factor de la hora pico es menor que 0.85, las condiciones de operación pueden variar substancialmente dentro la hora.

Tabla N° 5.35 Factores de Hora Pico para carreteras de dos carriles basados en flujos aleatorios

Volumen Horario Total en ambos carriles (vph)	Factor de Hora Pico (FHP)
100	0.83
200	0.87
300	0.9
400	0.91
500	0.91
600	0.92
700	0.92
800	0.93
900	0.93
1000	0.93
1100	0.94
1200	0.94
1300	0.94
1400	0.94
1500	0.95
1600	0.95
1700	0.95
1800	0.95
≥1900	0.96
Nivel de Servicio	A B C D E
PHF	0.91 0.92 0.94 0.95 1.00

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Donde el factor de hora pico puede ser determinado de los datos locales del terreno, este debería ser hecho. Donde los datos de campos no están disponibles, los factores tabulados en la tabla N° 5.35 pueden ser usados, por lo general los datos de la tabla son mayores a los obtenidos en campo.

5.5.2.2.2.- Análisis de segmentos de terreno general

La metodología de terreno general estima un promedio de medida del tráfico operacional a lo largo de una sección o carretera basado en terreno promedio, geometrías y condiciones de tráfico. El terreno es clasificado como llano, ondulado o montañoso, como se describió anteriormente. El procedimiento de terreno general es usualmente aplicado para secciones de carretera de por lo menos 2 millas de largo.

Características geométricas del terreno incluyen una descripción general de las

características de la sección longitudinal y una específica información de la sección transversal de la vía. Características de sección longitudinal son descritas por el porcentaje promedio de zonas de no adelantamiento de la carretera, el promedio de uso en ambas direcciones. El porcentaje de camino en cuyo largo la distancia de visibilidad es menor a 1500 pies (457 m) puede ser usado como un dato de zona de no adelantamiento. Datos de secciones transversales de la vía incluyen ancho de vía y ancho de hombrera utilizable, datos geométricos en diseño de velocidad y pendientes específicas no son usados directamente.

Los datos del tráfico que necesitan ser aplicados en la metodología de terreno general incluyen el volumen horario de dos carriles, un factor de hora pico y la distribución direccional del flujo del tráfico. Factores de hora pico pueden ser calculados de los datos del terreno, o puede escogerse un valor apropiado de la tabla N° 5.35, datos del tráfico además incluyen la proporción de camiones, vehículos recreacionales y buses en el flujo del tráfico. Cuando no están disponibles los datos de composición del tráfico, los siguientes valores por defecto para estos porcentajes pueden ser usados para rutas primarias:

- $P_T = 0.14$ (camiones)
- $P_R = 0.04$ (Vehículos recreacionales)
- $P_B = 0.00$ (buses)

Rutas recreacionales pueden típicamente tener mayor proporción de vehículos recreacionales que los que se ven en rutas primarias rurales.

5.5.2.2.3.- Relación general

La relación general que describe las operaciones de tráfico en segmentos de terreno general es la siguiente:

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_{vp} \quad (5.25)$$

Donde:

SF_i = Flujo de servicio total en ambas direcciones bajo condiciones prevalecientes, para un nivel de servicio i , en veh/h.

$(v/c)_i$ = Relación del flujo respecto a la capacidad ideal para un nivel de servicio i , obtenido de la tabla N° 5.32.

f_d = Factor de ajuste por distribución direccional del tráfico, obtenido de la tabla N° 5.36.

f_w = Factor de ajuste por ancho de carril y hombro, obtenido de la tabla N° 5.37.

f_{VP} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico, calculado de la siguiente manera:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)} \quad (5.26)$$

Donde:

P_T = Porcentaje de camiones en el flujo de tráfico, expresado en decimales.

P_R = Porcentaje de vehículos recreacionales en el flujo de tráfico, expresado en decimales.

P_B = Porcentaje de buses en el flujo de tráfico, expresado en decimales.

E_T = Equivalente vehículos ligeros para camiones, obtenido de la tabla N° 5.38.

E_R = Equivalente vehículos ligeros para vehículos recreacionales, obtenido de la tabla N° 5.38.

E_B = Equivalente vehículos ligeros para buses, obtenido de la tabla N° 5.38.

Note que las relaciones v/c en capacidad no son iguales a 1.00 para terreno ondulado o montañoso, esto es debido a que las relaciones están basadas en una capacidad ideal de 2800 veh/h, que no puede ser alcanzada en terrenos severos. Además, como la formación de grupos es más frecuente donde el terreno es ondulado o montañoso, las restricciones de adelantamiento tienen mayor efecto en la capacidad y el flujo de servicio que en un terreno de nivel.

Todos los valores v/c en la tabla N° 5.32 son para distribuciones direccionales de tráfico de 50/50 en carreteras de dos carriles. Para otras distribuciones direccionales, los factores mostrados en la tabla N° 5.36 deben ser aplicados para los valores de la tabla N° 5.32.

Tabla N° 5.36 Factores de ajuste por distribución direccional en segmentos de terreno general

Distribución Direccional	100/0	90/10	80/20	70/30	60/40	50/50
Factor de Ajuste, f_d	0.71	0.75	0.83	0.89	0.94	1.00

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Los carriles estrechos obligan a los motoristas a manejar mas cerca de los vehículos de la

vía opuesta de lo que ellos normalmente desearían, las hombreras restringidas o estrechas producen el mismo efecto. Factores que reflejan este comportamiento son mostrados en la tabla N° 5.37 y son aplicados a valores v/c tomados de la tabla N° 5.32.

Tabla N° 5.37 Factores de ajuste por el efecto combinado de ancho de carriles y hombros, f_w

Ancho de Hombrera Utilizable ^a (pies)	Carriles de 12 pies ^b		Carriles de 11 pies ^b		Carriles de 10 pies ^b		Carriles de 9 pies ^b	
	NS A - D	NS E	NS A - D	NS E	NS A - D	NS E	NS A - D	NS E
≥6	1.00	1.00	0.93	0.94	0.84	0.87	0.70	0.76
4	0.92	0.97	0.85	0.92	0.77	0.85	0.65	0.74
2	0.81	0.93	0.75	0.88	0.68	0.81	0.57	0.70
0	0.70	0.88	0.65	0.82	0.58	0.75	0.49	0.66

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

^aCuando el ancho de hombrera es diferente en cada lado de la carretera, usar el promedio.

^bPara el análisis de pendientes específicas, use los factores de NS E para todas las velocidades menores a 45 mi/h.

Las relaciones v/c de la tabla N° 5.32 están basadas en un flujo de tráfico consistente solamente en vehículos ligeros. Todos los vehículos que tengan solamente 4 ruedas tocando el pavimento pueden ser considerados como vehículos ligeros, esto incluye vagonetas pequeñas y camionetas. Los “vehículos pesados” son categorizados como camiones, vehículos recreacionales, o buses y el flujo de tráfico es caracterizado por la proporción de tales vehículos en la composición del tráfico. El factor de ajuste para vehículos pesados f_{VP} , es calculado usando la ecuación 5.26 y los equivalentes vehículos ligeros dados en la tabla N° 5.38.

Tabla N° 5.38 Equivalencias de vehículos ligeros para camiones, vehículos recreacionales y buses.

Tipo de Vehículo	Nivel de Servicio	Tipo de Terreno		
		Llano	Ondulado	Montañoso
Camiones, E_T	A	2.0	4.0	2.0
	B y C	2.2	5.0	10.0
	D y E	2.0	5.0	12.0
Vehículos Recreacionales, E_R	A	2.2	3.2	5.0
	B y C	2.5	3.9	5.2
	D y E	1.6	3.3	5.2
Buses, E_B	A	1.8	3.0	5.7
	B y C	2.0	3.4	6.0
	D y E	1.6	2.9	6.5

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Las equivalencias de la tabla N° 5.38 asumen una distribución 50/50 entre vehículos pesados y medianos. Carreteras de dos carriles sirven generalmente para grandes proporciones de operaciones de vehículos pesados, tales como cargas de madera, grava o carbón, particularmente aquellos de terreno montañoso podrían tener altos valores E_T que aquellos mostrados en la tabla.

5.5.2.2.4.- Análisis de pendientes específicas

El criterio del nivel de servicio presentado en la tabla N° 5.33 esta basado en el promedio de velocidad de viaje de subida. Donde pendientes compuestas están presentes, la pendiente promedio es usada para el análisis. La pendiente promedio es la elevación total, en pies, de la pendiente compuesta dividida por la distancia horizontal de la pendiente, en pies, multiplicado por 100 para cambiar de decimal a porcentaje.

La velocidad promedio de subida en la que la capacidad se presenta varia entre 25 y 40 mi/h, dependiendo del porcentaje de la pendiente, el porcentaje de zonas de no adelantamiento, y otros factores. Debido a que las condiciones de operación en capacidad varían para cada pendiente, el encontrar la capacidad no forma parte de los cálculos del flujo de servicio para los niveles de servicio de la A a la D, donde la velocidad es establecida usando el criterio de la tabla N° 5.33.

Las características operacionales para este tipo de análisis se muestran a continuación:

1. **Relación entre velocidad y flujo de servicio en pendientes específicas.-** La velocidad promedio de subida en carreteras de dos carriles puede ser estimada para pendientes específicas con un porcentaje dado y una distancia de pendiente, asumiendo un nivel aproximado a la pendiente, los flujos de servicio de dos carriles SF_i , pueden ser calculados para un específico nivel de servicio, o correspondientemente, para cualquier promedio de velocidad de subida designado. El flujo de servicio para cualquier velocidad promedio de subida esta dado por la siguiente relación:

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{vp} \quad (5.27)$$

Donde:

SF_i = Flujo de servicio para un nivel de servicio i , o velocidad i , total para ambas direcciones, bajo condiciones prevalecientes, en veh/h.

$(v/c)_i$ = Relación v/c para un nivel de servicio i , o velocidad i , obtenido de la tabla N° 5.39.

f_d = Factor de ajuste por distribución direccional, obtenido de la tabla N° 5.40.

f_w = Factor de ajuste por ancho de carril y hombro, obtenido de la tabla N° 5.37.

f_g = Factor de ajuste por efectos operacionales de las pendientes en vehículos ligeros.

f_{vp} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico de subida.

Esta relación para pendientes específicas generalmente no es aplicable para pendientes menores a 3% o de longitud menor a ½ milla.

Tabla N° 5.39 Valores de la relación v/c^a vs. Velocidad, porcentaje de pendiente y porcentaje de zonas de no rebase para pendientes específicas

Porcentaje de Pendiente	Velocidad promedio en la pendiente (mi/h)	Porcentaje de Zonas de No Adelantamiento para Pendientes Específicas					
		0	20	40	60	80	100
3	55.0	0.27	0.23	0.19	0.17	0.14	0.12
	52.5	0.42	0.38	0.33	0.31	0.29	0.27
	50.0	0.64	0.59	0.55	0.52	0.49	0.47
	45.0	1.00	0.95	0.91	0.88	0.86	0.84
	42.5	1.00	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	40.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	55.0	0.25	0.21	0.18	0.16	0.13	0.11
	52.5	0.40	0.36	0.31	0.29	0.27	0.25
	50.0	0.61	0.56	0.52	0.49	0.47	0.45
	45.0	0.97	0.92	0.88	0.85	0.83	0.81
	42.5	0.99	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92
	40.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	55.0	0.21	0.17	0.14	0.12	0.10	0.08
	52.5	0.36	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20
	50.0	0.57	0.49	0.45	0.41	0.39	0.37
	45.0	0.93	0.84	0.79	0.75	0.72	0.70
	42.5	0.97	0.90	0.87	0.85	0.83	0.82
	40.0	0.98	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92
	35.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	55.0	0.12	0.10	0.08	0.06	0.05	0.04
	52.5	0.27	0.22	0.18	0.16	0.14	0.13
	50.0	0.48	0.40	0.35	0.31	0.28	0.26
	45.0	0.85	0.76	0.68	0.63	0.59	0.55
	42.5	0.93	0.84	0.78	0.74	0.70	0.67
	40.0	0.97	0.91	0.87	0.83	0.81	0.78
	35.0	1.00	0.96	0.95	0.93	0.91	0.90
	30.0	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98
7	55.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	52.5	0.13	0.10	0.08	0.07	0.05	0.04
	50.0	0.34	0.27	0.22	0.18	0.15	0.12
	45.0	0.77	0.65	0.55	0.46	0.40	0.35
	42.5	0.86	0.75	0.67	0.60	0.54	0.48
	40.0	0.93	0.82	0.75	0.69	0.64	0.59
	35.0	1.00	0.91	0.87	0.82	0.79	0.76
	30.0	1.00	0.95	0.92	0.90	0.88	0.86

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

^aRelación de flujo para una capacidad ideal de 2800 veh/h, asumiendo que la operación de vehículos ligeros no es afectada por la pendiente.

Nota: Interpolar los valores intermedios de “Porcentaje de Zonas de No Adelantamiento”, redondear el “Porcentaje de Pendiente” al próximo valor entero mayor.

2. **Ajustes por la relación v/c.**- La tabla N° 5.39 muestra valores de v/c relacionados al porcentaje de pendiente, velocidad promedio de pendiente y porcentaje de zonas de adelantamiento. Los valores mostrados son la relación de flujo para una capacidad ideal de 2800 veh/h, y asume que los vehículos ligeros no están afectados por pendientes extendidas. Otro ajuste es aplicado para considerar el impacto de las pendientes en las operaciones de vehículos ligeros. Este es un punto importante, debido a que la relación v/c de 1.00 en la tabla N° 5.39 no necesariamente significa la capacidad. La solución para la capacidad de una pendiente extendida es tratada más adelante, como sea, las soluciones para la capacidad o flujo de servicio que exceden 2000 veh/h en total indica que la pendiente específica no afecta el funcionamiento y que la metodología de terreno general debe usarse.

Valores v/c que se aproximan o son iguales a 0.0 significan que el promedio de velocidad de subida asociada es difícil o imposible de alcanzar por el porcentaje de pendiente y por el porcentaje de zonas de no adelantamiento indicados.

3. **Ajuste por distribución direccional.**- En pendientes extendidas, la distribución direccional puede ser un factor crítico que afecte las operaciones

Tabla N° 5.40 Factor de ajuste por distribución direccional en pendientes específicas, f_d

Porcentaje de Tráfico en la Pendiente	Factor de Ajuste
100	0.58
90	0.64
80	0.70
70	0.78
60	0.87
50	1.00
40	1.20
≤30	1.50

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

La tabla N° 5.40 contiene factores de ajuste para un rango de distribuciones direccionales con un componente significativo de subida.

4. **Ajuste por ancho de carril y hombros.**- El impacto de carriles estrechos y/o ancho de hombros restringidos en pendientes es la misma que para los segmentos de

terreno general. El valor apropiado es seleccionado de la tabla N° 5.37 mostrada anteriormente.

5. **Ajuste para vehículos ligeros en pendientes.**- Las relaciones v/c de la tabla N° 5.39 asumen que los vehículos ligeros mantendrán su velocidad en pendientes si no son impedidos de alguna manera de hacerlo. Recientes estudios han indicado que la operación de vehículos ligeros es afectado por las pendientes, aun cuando los vehículos pesados no están presentes en el flujo de tráfico. El factor es calculado como:

$$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p} \quad (5.28)$$

Donde:

f_g = Factor de ajuste por la operación de vehículos ligeros en pendientes.

P_p = Proporción de vehículos ligeros en el flujo de tráfico de subida, expresado en decimales.

I_p = Factor de impedancia para vehículos ligeros, calculado como:

$$I_p = 0.02 (E - E_0) \quad (5.29)$$

E = Equivalente de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente dado, longitud de la pendiente, y velocidad, seleccionado de la tabla N° 5.41.

E_0 = Equivalente de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente igual a 0 y una velocidad dada, seleccionado de la tabla N° 5.41.

Las equivalencias de vehículos ligeros de la tabla N° 5.41 son usados para vehículos ligeros y factores de ajuste de vehículos pesados.

Tabla N° 5.41 Equivalente de vehículos ligeros para pendientes específicas en carreteras rurales de dos carriles, E y E₀

Pendiente (%)	Longitud de la Pendiente (metros)	Velocidad Promedio en la Pendiente (mi/h)					
		55	52.5	50	45	40	30
0	Todas	2.1	1.8	1.6	1.4	1.3	1.3
3	402	2.9	2.3	2.0	1.7	1.6	1.5
	805	3.7	2.9	2.4	2.0	1.8	1.7
	1207	4.8	3.6	2.9	2.3	2.0	1.9
	1609	6.5	4.6	3.5	2.6	2.3	2.1
	2414	11.2	6.6	5.1	3.4	2.9	2.5
	3218	19.8	9.3	6.7	4.6	3.7	2.9
	4827	71.0	21.0	10.8	7.3	5.6	3.8
	6436	^a	48.0	20.5	11.3	7.7	4.9
	402	3.2	2.5	2.2	1.8	1.7	1.6
	805	4.4	3.4	2.8	2.2	2.0	1.9
	1207	6.3	4.4	3.5	2.7	2.3	2.1
	1609	9.6	6.3	4.5	3.2	2.7	2.4
	2414	19.5	10.3	7.4	4.7	3.8	3.1
	3218	43.0	16.1	10.8	6.9	5.3	3.8
	4827	^a	48.0	20.0	12.5	9.0	5.5
	6436	^a	^a	51.0	22.8	13.8	7.4
5	402	3.6	2.8	2.3	2.0	1.8	1.7
	805	5.4	3.9	3.2	2.5	2.2	2.0
	1207	8.3	5.7	4.3	3.1	2.7	2.4
	1609	14.1	8.4	5.9	4.0	3.3	2.8
	2414	34.0	16.0	10.8	6.3	4.9	3.8
	3218	91.0	28.3	17.4	10.2	7.5	4.8
	4827	^a	^a	37.0	22.0	14.6	7.8
	6436	^a	^a	^a	55.0	25.0	11.5
6	402	4.0	3.1	2.5	2.1	1.9	1.8
	805	6.5	4.8	3.7	2.8	2.4	2.2
	1207	11.0	7.2	5.2	3.7	3.1	2.7
	1609	20.4	11.7	7.8	4.9	4.0	3.3
	2414	60.0	25.2	16.0	8.5		4.7
	3218	^a	50.0	28.2	15.3	10.7	6.3
	4827	^a	^a	70.0	38.0	23.9	11.3
	6436	^a	^a	^a	90.0	45.0	18.1
7	402	4.5	3.4	2.7	2.2	2.0	1.9
	805	7.9	5.7	4.2	3.2	2.7	2.4
	1207	14.5	9.1	6.3	4.3	3.6	3.0
	1609	31.4	16.0	10.0	6.1	4.8	3.8
	2414	^a	39.5	23.5	11.5	8.4	5.8
	3218	^a	88.0	46.0	22.8	15.4	8.2
	4827	^a	^a	^a	66.0	38.5	16.1
	6436	^a	^a	^a	^a	^a	28.0

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

^aVelocidad no accesible en la pendiente especificada.

6. **Ajuste para vehículos pesados en el flujo de tráfico.-** El factor de ajuste para vehículos pesados es calculado como sigue:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_{VP}(E_{VP} - 1)} \quad (5.30)$$

Donde:

f_{VP} = Factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico de subida.

P_{VP} = Proporción total de vehículos pesados (camiones + vehículos recreacionales + buses) en el flujo de tráfico de subida.

E_{VP} = Equivalente de vehículos ligeros para la combinación específica de vehículos pesados presentes en el flujo de tráfico de subida, calculado como:

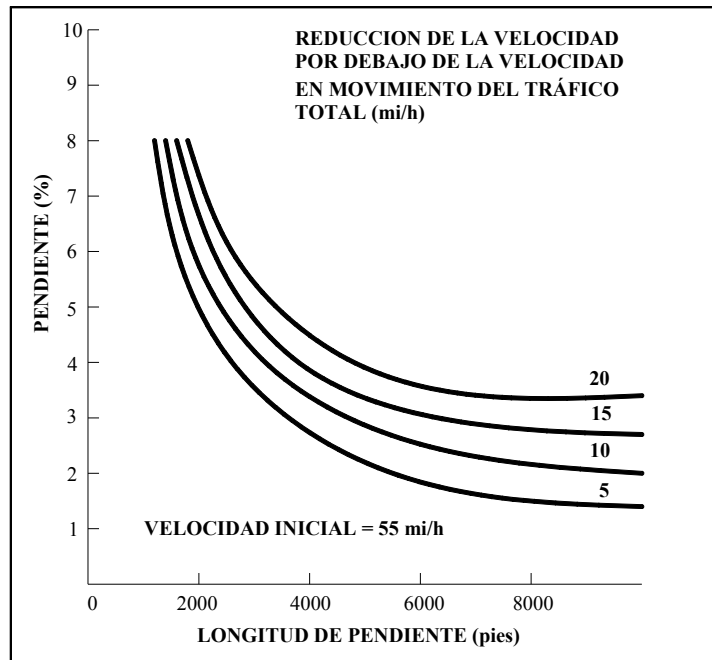
$$E_{VP} = 1 + (0.25 + P_{T/VP})(E - 1) \quad (5.31)$$

$P_{T/VP}$ = Proporción de camiones en relación con el total de vehículos pesados.

E = Equivalente de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente dado, longitud de la pendiente, y velocidad, seleccionado de la tabla N° 5.41.

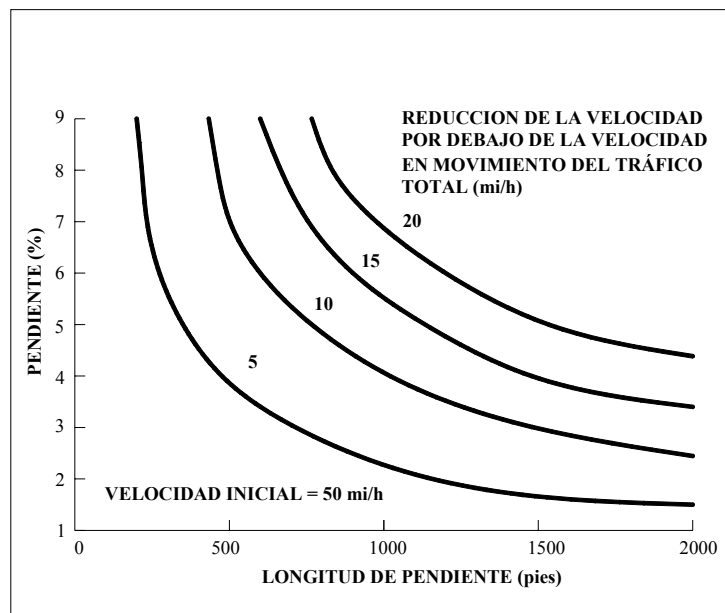
Los equivalentes de vehículos ligeros presentados en la tabla N° 5.41 representa la combinación promedio de camiones, vehículos recreacionales y buses en el flujo de tráfico. Esta combinación promedio es para 14% de camiones, 4% de vehículos recreacionales y sin buses.

La existencia de vehículos pesados en pendientes de carreteras de dos carriles es un problema particular, debido al incremento en la formación de grupos es causado al mismo tiempo en que las restricciones de adelantamiento también se incrementan. Además, la decisión de no proveer una vía de subida para vehículos pesados a menudo es crítica para pendientes extendidas en carreteras de dos carriles. Un criterio común alguna vez usado en el diseño de pendientes es incluir una vía de subida donde las velocidades de operación de los camiones caen a 10 mi/h o más.



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.53 Curva de reducción de velocidad para un camión de 200 lb/hp



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.54 Curva de reducción de velocidad para un camión de 300 lb/hp.

Las figuras N° 5.53 y N° 5.54 muestran las curvas de reducción de velocidad para un camión de 200 lb/hp y un camión de 300 lb/hp. Se puede consultar también para este caso el apéndice I del tema “secciones básicas de autopista”.

7. **Capacidad de segmentos con pendientes específicas.**- Los puntos 1 al 6 describen los cálculos de flujo de servicio en pendientes específicas de carreteras de dos carriles. Para niveles de servicio de la A a la D, es un simple proceso. La velocidad relativa al NS deseado es elegido de la tabla N° 5.33 y los factores apropiados de ajuste son seleccionados para el uso en la ecuación 5.27.

El flujo de servicio en capacidad, SFE, no es tan fácilmente determinado, debido a que la velocidad en la cual podría ocurrir varía dependiendo del porcentaje y distancia de la pendiente en cuestión. Para el rango normal de pendientes, 3 a 7% hasta 4 millas de largo, la capacidad puede ocurrir a velocidades de 25 a 40 mi/h (40 a 64 km/h). La velocidad en la cual la capacidad ocurre está relacionado al flujo en capacidad por la siguiente ecuación:

$$S_e = 25 + 3.75 \left(\frac{v_e}{1000} \right) \quad (5.32)$$

Donde:

S_e = Velocidad en la cual la capacidad ocurre, en mi/h.

v_e = Flujo en capacidad, en veh/h.

Por conveniencia, la ecuación predice velocidades de subida basados en los índices de flujo totales. La ecuación es válida para velocidades de hasta 40 mi/h (64 km/h).

5.5.2.3.- Análisis de planeamiento

Este tipo de análisis posibilita desarrollar un plan muy general y políticas de estudio de un sistema de carretera rural de dos carriles. El tráfico, geometría y datos del terreno podrían ser solamente clasificados de manera general, con la demanda de tráfico expresado en términos de tráfico promedio diario anual (TPDA), posiblemente en algún año futuro previsto.

La tabla N° 5.42 presenta un máximo estimado de TPDA para carreteras de dos carriles relacionadas con:

1. Nivel de servicio.
2. Tipo de terreno.
3. Factor horario de diseño, K.

Los niveles de servicio son referidos a las condiciones de operación dentro del periodo de 15

minutos pico del día. En la construcción de la tabla N° 5.42, los valores por defecto del factor de hora pico (FHP) mostrados en la tabla N° 5.35 son asumidos. Para cada nivel de servicio, el porcentaje relacionado con el criterio de tiempo de retraso fue aplicado a lo largo de los tres tipos de terreno.

Este tipo de análisis también asume un tráfico combinado típico de 14% de camiones, 4% de vehículos recreacionales y sin buses. Una división direccional de 60/40 es usado, con valores de zonas de no adelantamiento del 20%, 40% y 60% para terreno llano, ondulado y montañoso respectivamente. Geometrías ideales de carriles de 12 pies (3.65 m), hombros de 6 pies (1.80 m) y diseño de velocidad de 60 mi/h (96 km/h) fueron usados.

Los valores de TPDA presentados en la tabla N° 5.42 ilustran un amplio rango de condiciones, y fueron calculados del flujo de servicio como sigue:

$$\boxed{TPDA_i = SF_i \times \frac{FHP}{K}} \quad (5.33)$$

Donde:

$TPDA_i$ = Valor máximo de TPDA para el nivel de servicio i , basado en condiciones asumidas descritas anteriormente, en veh/d.

SF_i = Máximo flujo de servicio para el nivel de servicio i , calculado de la ecuación 5.27, basado en condiciones asumidas descritas anteriormente, en veh/h.

FHP = Factor de hora pico, seleccionado de la tabla N° 5.35 para el nivel de servicio indicado.

K = Factor hora de diseño.

El factor K es normalmente expresado en problemas de diseño como $K = TPDA/VHP$ donde VHP es el volumen horario de diseño total de dos carriles y K es el valor esperado de la relación entre el volumen horario trigésimo anual 30vo VH y el tránsito promedio diario anual TPDA.

Tabla N° 5.42 Valores máximos de TPDA vs. Nivel de Servicio y tipo de terreno para carreteras rurales de dos carriles

Factor K	Nivel de Servicio				
	A	B	C	D	E
Terreno Llano					
0.1	2400	4800	7900	13500	22900
0.11	2200	4400	7200	12200	20800
0.12	2000	4000	6600	11200	19000
0.13	1900	3700	6100	10400	17600
0.14	1700	3400	5700	9600	16300
0.15	1600	3200	5300	9000	15200
Terreno Ondulado					
0.1	1100	2800	5200	8000	14800
0.11	1000	2500	4700	7200	13500
0.12	900	2300	4400	6600	12300
0.13	900	2100	4000	6100	11400
0.14	800	2000	3700	5700	10600
0.15	700	1800	3500	5300	9900
Terreno Montañoso					
0.1	500	1300	2400	3700	8100
0.11	400	1200	2200	3400	7300
0.12	400	1100	2000	3100	6700
0.13	400	1000	1800	2900	6200
0.14	300	900	1700	2700	5800
0.15	300	900	1600	2500	5400

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Nota: Todos los valores están redondeados a los próximos 100 veh/d. Las condiciones asumidas incluyen una distribución direccional 60/40, 14% de camiones, 4% de vehículos recreacionales, 0% de buses, y valores de FHP de la tabla 8-3. Para terreno llano, 20% de zonas de no adelantamiento; para terreno ondulado, 40% de zonas de no adelantamiento; para terreno montañoso, 60% de zonas de no adelantamiento.

5.5.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN

La metodología descrita en la anterior sección es generalmente aplicada en cualquier análisis operacional o de planeamiento.

5.5.3.1.- Análisis operacional de segmentos de terreno general

El objetivo en el análisis operacional es determinar el nivel de servicio (NS) para un segmento o segmentos dados de carretera para un conjunto de condiciones conocidas, o para un futuro conjunto de condiciones las cuales son hipotéticas y/o previstas.

La aproximación general podrá ser un cálculo de flujos de servicio para cada nivel de servicio y comparar estos valores con el flujo existente en la vía mediante la ecuación 5.25.

En la figura N° 5.55 se muestra la hoja de cálculo para el análisis operacional de carreteras rurales de dos carriles. En general, los siguientes pasos de cálculo son usados:

Paso 1.-Resumir las características de la vía y condiciones de tráfico.

- Volumen de hora pico existente o prevista, en veh/h.
- Factor de hora pico, FHP, de datos locales o valores por defecto seleccionados de la tabla N° 5.35.
- Composición del tráfico (% camiones, % vehículos recreacionales, % buses).
- Distribución direccional del tráfico.
- Tipo de terreno
- Anchos de carril y hombreras utilizables, en pies.
- Velocidad de diseño, en mi/h.

Paso 2.-Seleccionar los valores apropiados de los siguientes factores para cada NS de las tabla indicadas.

- La relación v/c de la tabla N° 5.32.
- El factor de distribución direccional, f_d , de la tabla N° 5.36.
- El factor de ancho de carril y ancho de hombro, f_w , de la tabla N° 5.37.
- Equivalentes de vehículos ligeros, E_T , E_R , y E_B , para camiones, vehículos recreacionales y buses, de la tabla N° 5.38.

HOJA DE CÁLCULO PARA SEGMENTOS DE TERRENO GENERAL												
Lugar: _____						Fecha: _____ Hora: _____						
Analista: _____						Revisado por: _____						
I.- CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA												
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">Hombreira</div> <div style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; height: 20px; margin: 0 5px;"></div> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">-----</div> <div style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; height: 20px; margin: 0 5px;"></div> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">Hombreira</div> </div>						_____ pies		Velocidad de Diseño = _____ mi/h				
						_____ pies		% de zonas de No Rebase = _____ %				
						_____ pies		Tipo de Terreno (LL, O, M) = _____				
						Longitud del Segmento = _____ mi						
II.- CARACTERÍSTICAS DE TRÁFICO												
Volumen Total (ambas direcciones) = _____ veh/h						Distribución Direccional = _____						
Flujo = Volumen × FHP						Composición de Tráfico:						
_____ = _____ × _____						P _T = _____ P _R = _____ P _B = _____						
III.- ANÁLISIS DE NIVEL DE SERVICIO												
$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c}\right)_i \times f_d \times f_w \times f_{VP}$						$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)}$						
NS	SF = 2800 × (v/c) × f _d × f _w × f _{VP}						P _T	E _T	P _R	E _R	P _B	E _B
			Tabla N° 5.32	Tabla N° 5.36	Tabla N° 5.37			Tabla N° 5.38		Tabla N° 5.38		Tabla N° 5.38
A		2800										
B		2800										
C		2800										
D		2800										
E		2800										
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> Flujo = _____ NS = _____ </div>												

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.55 Hoja de cálculo para el análisis operacional de segmentos de terreno general

Paso 3.-Calcular el factor por presencia de vehículos pesados, f_{VP} , para cada NS.

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

Paso 4.-Calcular el flujo de servicio, SF_i , para cada NS.

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_{vp}$$

Paso 5.-Convertir el volumen existente o previsto a un flujo equivalente.

$$v = \frac{V}{FHP}$$

Paso 6.-Comparar el flujo actual del Paso 5 con el flujo de servicio del Paso 4 para determinar el NS.

5.5.3.2.- Análisis operacional en pendientes específicas

El análisis operacional en pendientes específicas es similar al procedimiento para segmentos de terreno general. Las figuras N° 5.8(a) y N° 5.8(b) muestran las hojas de cálculo utilizadas para simplificar el análisis operacional en pendientes específicas. En general, los siguientes pasos de cálculo son usados:

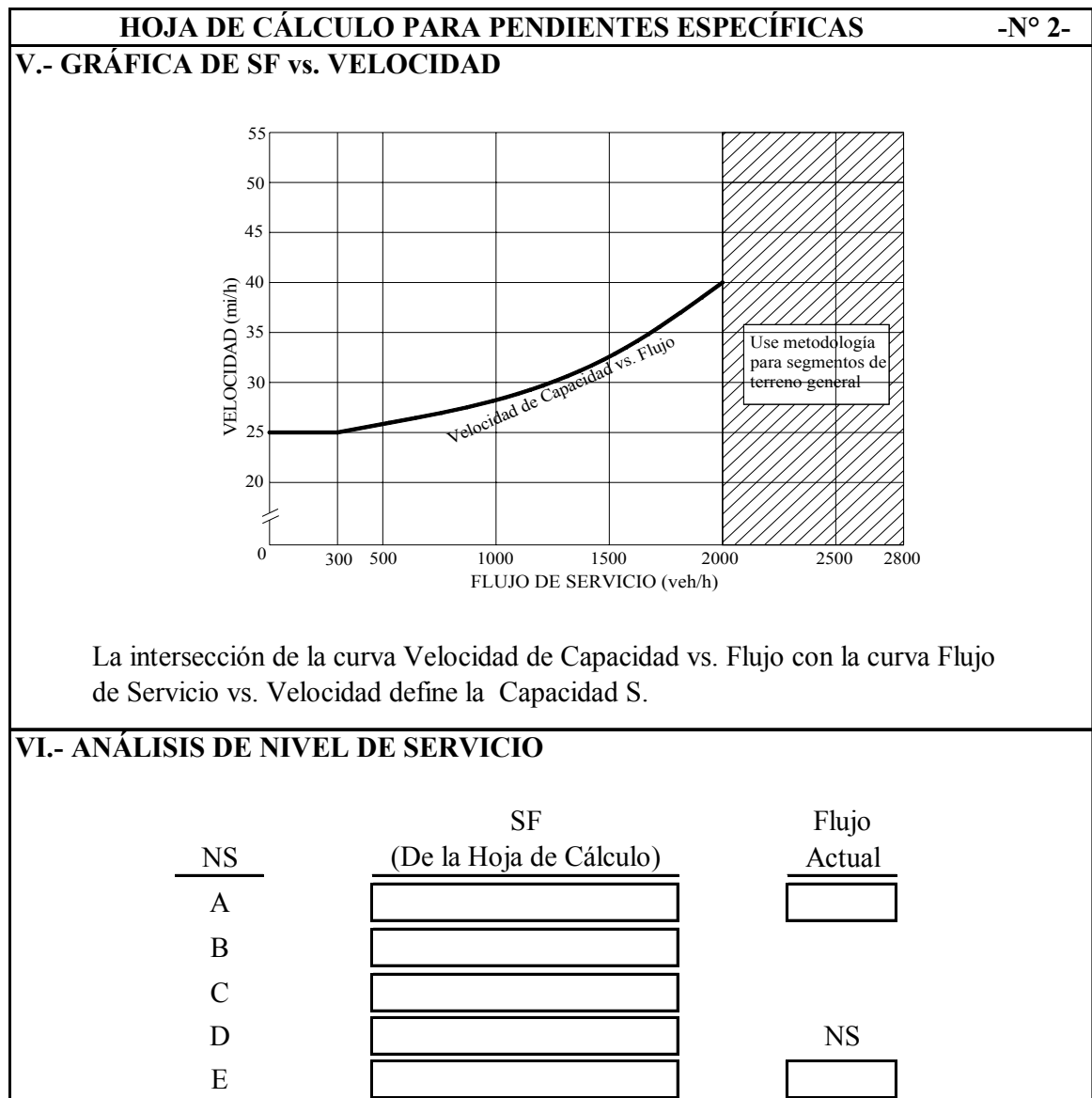
Paso 1.- Resumir las características de la vía y condiciones de tráfico.

- Volumen de hora pico existente o previsto, en veh/h.
- Factor de hora pico, FHP, de los datos locales o valores por defecto de la tabla N° 5.35.
- Composición del tráfico (% camiones, % vehículos recreacionales, % buses, % vehículos ligeros).
- Distribución direccional del tráfico.
- Porcentaje de pendiente.
- Porcentaje de zonas de no adelantamiento o no rebase.
- Longitud de la pendiente, en millas.
- Ancho de vía y hombrera utilizable, en pies.
- Velocidad de diseño, en mi/h.

HOJA DE CÁLCULO PARA PENDIENTES ESPECÍFICAS										-N° 1-
Lugar: _____					Fecha: _____		Hora: _____			
Analista: _____					Revisado por: _____					
I.- CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA										
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">Hombreira</div> <div style="border-left: 1px solid black; width: 1px; height: 20px; margin: 0 5px;"></div> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">Hombreira</div> </div>				_____ pies		Velocidad de Diseño = _____ mi/h				
-----				_____ pies		% de zonas de No Rebase = _____ %				
Hombreira				_____ pies		Pendiente = _____ %				
						Longitud del Segmento = _____ mi				
II.- CARACTERÍSTICAS DE TRÁFICO										
Volumen Total (2 dir.) = _____ veh/h						Distribución Direccional = _____				
Flujo = Volumen × FHP						Composición de Tráfico: _____				
= _____ × _____						P _T = _____ P _R = _____ P _B = _____				
III.- CÁLCULO DE LOS FACTORES f_g Y f_{VP}										
$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p}$ $I_p = 0.02 (E - E_0)$						$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{HV} (E_{HV} - 1)}$ $E_{VP} = 1 + (0.25 + P_{T/VP}) (E - 1)$				
Vel. (mi/h)	P _p	I _p	E Tabla N° 5.41	E ₀ Tabla N° 5.41	f_g	P _{VP}	E _{VP}	P _{T/VP}	E Tabla N° 5.41	f_{VP}
55										
52.5										
50										
45										
40										
30										
IV.- CÁLCULO DEL FLUJO DE SERVICIO										
Velocidad (mi/h)	SF		$2800 \times v/c \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{VP}$							
			<div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: small;"> <div>Tabla N° 5.39</div> <div>Tabla N° 5.40</div> <div>Tabla N° 5.37</div> </div>							
55 (NS A)			2800							
52.5			2800							
50 (NS B)			2800							
45 (NS C)			2800							
40 (NS D)			2800							
30			2800							

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.56(a) Hoja de cálculo N° 1 para el análisis operacional en pendientes específicas para carreteras de dos carriles



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura Nº 5.56 (b) Hoja de cálculo Nº 2 para el análisis operacional en pendientes específicas para carreteras de dos carriles

Paso 2.-Seleccionar los valores de los siguientes factores usando las tablas indicadas.

Se seleccionan los valores para los siguientes promedios de velocidad: 55 mi/h (NS A), 52.5 mi/h, 50 mi/h (NS B), 45 mi/h (NS C), 40 mi/h (NS D), y 30 mi/h. Este rango de velocidades permitirá una representación gráfica de la curva Flujo de Servicio vs. Velocidad para encontrar la capacidad y la velocidad en capacidad.

- La relación v/c de la tabla N° 5.39.
- El factor de distribución direccional, f_d , de la tabla N° 5.40.
- El factor de ancho de vía y hombro, f_w , de la tabla N° 5.37.
- El equivalente de vehículo ligero, E , para el porcentaje y longitud de la pendiente, de la tabla N° 5.41.
- El equivalente de vehículo ligero, E_0 , para una pendiente de 0%, de la tabla N° 5.41.

Paso 3.-Calcular el factor f_g como sigue:

$$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p}$$

$$I_p = 0.02 (E - E_0)$$

Paso 4.-Calcular el factor por presencia de vehículos pesados, f_{VP} , para cada una de las velocidades mencionadas en el Paso 2.

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_{VP} (E_{VP} - 1)}$$

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

$$P_{T/VP} = \frac{P_T}{P_T + P_R + P_B}$$

Paso 5.-Calcular el flujo de servicio, SF_i , para cada una de las velocidades mencionadas en el Paso 2.

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{VP}$$

Paso 6.-Representar gráficamente el Flujo de servicio vs. Velocidad.

Realizar este paso con los resultados de los cálculos de los pasos 2 al 5 en el cuadro incluido en la hoja de cálculo de la figura N° 5.56(b).

Paso 7.-Encontrar la velocidad en capacidad y el flujo de servicio en capacidad de la intersección de las dos curvas graficadas en el Paso 6.

Paso 8.-Resuma los flujos de servicio para cada NS en la hoja de cálculo.

Paso 9.-Convertir el volumen existente o previsto a un flujo equivalente.

$$v = \frac{V}{FHP}$$

Paso 10.-Comparar el flujo actual del Paso 9 con el flujo de servicio del Paso 8 para determinar el NS.

5.5.3.3.- Análisis de planeamiento

A la tabla N° 5.42 puede entrarse con valores de TPDA conocidos o previstos para determinar un esperado NS durante los 15 minutos pico de flujo, o puede entrarse con un NS conocido para encontrar el máximo valor de TPDA posible. No son necesarios cálculos para usar esta tabla, además los usuarios están advertidos que cualquier condición que varíe ampliamente de aquellas anotadas en los pies de páginas de la tabla N° 5.42 indicará la necesidad de conducir un análisis operacional para la vialidad en cuestión.

Los usuarios pueden además encontrar útil la tabla N° 5.42 para hacer cálculos estimados de NS en análisis de segmentos de terreno general.

5.5.3.4.- Consideración de un carril o vía lenta

Son generalmente aplicados como una mejora en pendientes mantenidas donde los vehículos pesados viajan a velocidades lentas. Adicionalmente, problemas de seguridad pueden presentarse cuando la reducción de la velocidad de camiones pesados excede 10 mi/h a lo largo de la pendiente.

Velocidades de operación características de camiones se muestran en la figura N° 1-AP1 y 2-AP1 del apéndice I del tema “Secciones Básicas de Autopista”. Distancias resultantes de la pendiente produciendo 10 mi/h de reducción de velocidad son mostradas en las figuras N° 5.53 y N° 5.54, presentadas anteriormente.

Según la AASHTO, se justifica una vía de subida cuando la velocidad de un camión de 300 lb/hp es reducido por 10 mi/h o más y el volumen y porcentaje de camiones pesados justifica el costo adicional. Un conjunto de criterios que podría ser aplicado para las consideraciones económicas son:

1. El flujo de tráfico de subida excede los 200 veh/h.
2. El flujo de camiones de subida excede 20 veh/h.
3. Una de las siguientes condiciones existe:
 - Nivel de servicio E o F existente en la pendiente.
 - Una reducción de dos o mas niveles de servicio es experimentado cuando se mueven del segmento de aproximación a la pendiente.
 - Una reducción de 10 mi/h o mas se espera para un típico camión pesado.

Estas guías generales son para la consideración de carriles de subida en pendientes aplicada a carreteras de dos carriles solamente.

5.5.4.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 5.5.1.- Se tiene un segmento de carretera rural de dos carriles. Determinar la capacidad de la sección y el máximo flujo que puede ser acomodado a un nivel de servicio C.

Datos:

- Velocidad de diseño de 70 mi/h.
- Carriles de 12 pies y hombreras pavimentadas de 10 pies.
- Terreno llano.
- 0% de zonas de no adelantamiento.
- Longitud = 5 millas.
- Distribución direccional 70/30.
- 10% de camiones.
- 5% de vehículos recreacionales.
- 1% de buses.
- 84% de vehículos ligeros.

Solución:

La solución a este problema se halla calculando los flujos de servicio para niveles de servicio C y E (capacidad), usando la ecuación 5.25:

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{V}{C} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_{VP}$$

Donde:

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

Los siguientes valores son seleccionados para el uso de estos cálculos:

$(v/c)_C = 0.43$ (tabla N° 5.32, terreno llano, 0% zonas de no adelantamiento, NS C).

$(v/c)_E = 1.00$ (tabla N° 5.32, terreno llano, 0% zonas de no adelantamiento, NS E).

$f_d = 0.89$ (tabla N° 5.36, distribución 70/30).

$f_w = 1.00$ (tabla N° 5.37, carriles de 12 pies, hombros >6 pies).

$E_T = 2.2$ para NS C, 2.0 para NS E (tabla N° 5.38, terreno de nivel).

$E_R = 2.5$ para NS C, 1.6 para NS E (tabla N° 5.38, terreno de nivel).

$E_B = 2.0$ para NS C, 1.6 para NS E (tabla N° 5.38, terreno de nivel).

$P_T = 0.10$ (dato).

$P_R = 0.05$ (dato).

$P_B = 0.01$ (dato).

Luego:

$$f_{vp}(\text{NDS C}) = \frac{1}{1 + 0.10(2.2 - 1) + 0.05(2.5 - 1) + 0.01(2.0 - 1)} = 0.83$$

$$f_{vp}(\text{NDS D}) = \frac{1}{1 + 0.10(2.0 - 1) + 0.05(1.6 - 1) + 0.01(1.6 - 1)} = 0.88$$

y

$$SF_C = 2800 \times 0.43 \times 0.89 \times 1.00 \times 0.83 = 889 \text{ veh/h}$$

$$SF_D = 2800 \times 1.00 \times 0.89 \times 1.00 \times 0.88 = 2193 \text{ veh/h}$$

Entonces, la carretera tendrá una capacidad esperada de 2193 veh/h, total en ambas direcciones y puede acomodar un flujo de hasta 889 veh/h en un NS C. A continuación se muestra la hoja de cálculo de este ejemplo.

HOJA DE CÁLCULO PARA SEGMENTOS DE TERRENO GENERAL														
Lugar: <u>Ej. 5.5.1</u>				Fecha: _____				Hora: _____						
Analista: _____				Revisado por: _____										
I.- CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA														
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">Hombreira</div> <div style="border-left: 1px solid black; height: 20px; margin: 0 5px;"></div> <div style="border-bottom: 1px solid black; width: 100px; text-align: center;">Hombreira</div> </div>				_ 10 _ pies		Velocidad de Diseño = <u>70</u> mi/h								
-----				_ 24 _ pies		% de zonas de No Rebase = <u>0</u> %								
				_ 10 _ pies		Tipo de Terreno (LL, O, M) = <u>LL</u>								
				Longitud del Segmento = <u>5</u> mi										
II.- CARACTERÍSTICAS DE TRÁFICO														
Volumen Total (ambas direcciones) = _____ veh/h								Distribución Direccional = <u>70/30</u>						
Flujo = Volumen × FHP								Composición de Tráfico:						
= _____ × _____								P _T = <u>10</u> P _R = <u>5</u> P _B = <u>1</u>						
III.- ANÁLISIS DE NIVEL DE SERVICIO														
$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c}\right)_i \times f_d \times f_w \times f_{VP}$								$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)}$						
NS	SF = 2800 × (v/c) ×		f _d ×		f _w ×		f _{VP}		P _T	E _T Tabla N° 5.38	P _R	E _R Tabla N° 5.38	P _B	E _B Tabla N° 5.38
			Tabla N° 5.32	Tabla N° 5.36	Tabla N° 5.37									
A		2800												
B		2800												
C	889	2800	0.43	0.89	1	0.83	0.1	2.2	0.05	2.5	0.01	2		
D		2800												
E	2193	2800	1	0.89	1	0.88	0.1	2	0.05	1.6	0.01	1		
Flujo = _____													NS = _____	

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.55 (a) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.1

Ej. 5.5.2.- Se tiene una carretera rural de dos carriles con un volumen de tráfico en la hora pico de 180 veh/h. Determinar el nivel de servicio al que opera la carretera durante la hora pico.

Datos:

- Velocidad de diseño de 60 mi/h.
- Carriles de 11 pies y hombreras de 2 pies.
- Terreno montañoso.
- 80% de zonas de no adelantamiento.
- Longitud = 10 millas.
- Distribución direccional 60/40.
- 5% de camiones.
- 10% de vehículos recreacionales.
- 85% de vehículos ligeros.

Solución:

El procedimiento consiste en comparar el flujo actual de la carretera con los flujos de servicio para cada NS. El flujo actual se obtiene así:

$$v = \frac{V}{FHP}$$

Donde:

$$V = 180 \text{ veh/h (dado)}$$

$$FHP = 0.87 \text{ (tabla N° 5.35, valor por defecto para 200 veh/h)}$$

Entonces se tiene:

$$v = \frac{180 \text{ veh/h}}{0.87} = 207 \text{ veh/h}$$

Los flujos de servicio son calculados con la ecuación 5.25:

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_{vp}$$

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

Donde:

$v/c = 0.2$ para NS A, 0.12 para NS B, 0.20 para NS C, 0.37 para NS D, 0.80 para NS E (Tabla N° 5.32, terreno montañoso, 80% de zonas de no adelantamiento).

$f_d = 0.94$ (tabla N° 5.36, distribución 60/40).

$f_w = 0.75$ para NS A-D, 0.88 para NS E (tabla N° 5.37, carriles de 11 pies, hombros de 2 pies).

$E_T = 7$ para NS A, 10 para NS B-C, 12 para NS D-E (tabla N° 5.38, terreno montañoso).

$E_R = 5.0$ para NS A, 5.2 para NS B-E (tabla N° 5.38, terreno de nivel)

$P_T = 0.05$ (dato)

$P_R = 0.10$ (dato)

Luego:

$$f_{VP}(\text{NS A}) = \frac{1}{1 + 0.05(7 - 1) + 0.10(5.0 - 1)} = 0.588$$

$$f_{VP}(\text{NS B - C}) = \frac{1}{1 + 0.05(10 - 1) + 0.10(5.2 - 1)} = 0.535$$

$$f_{VP}(\text{NS D - E}) = \frac{1}{1 + 0.05(12 - 1) + 0.10(5.2 - 1)} = 0.508$$

y

$$SF_A = 2800 \times 0.02 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.588 = 23 \text{ veh/h}$$

$$SF_B = 2800 \times 0.12 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.535 = 127 \text{ veh/h}$$

$$SF_C = 2800 \times 0.20 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.535 = 211 \text{ veh/h}$$

$$SF_D = 2800 \times 0.37 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.508 = 371 \text{ veh/h}$$

Comparando el flujo actual con los flujos de servicio obtenidos para cada NS, vemos que este se encuentra dentro del rango del NS C. Se muestra a continuación la hoja de cálculo para este ejemplo.

HOJA DE CÁLCULO PARA SEGMENTOS DE TERRENO GENERAL												
Lugar: _____ Ej. 5.5.2				Fecha: _____				Hora: _____				
Analista: _____				Revisado por: _____								
I.- CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA												
Hombreira				_ 2 _ pies		Velocidad de Diseño = _____ 60 _____ mi/h						
-----				_ 22 _ pies		% de zonas de No Rebase = _____ 30 _____ %						
Hombreira				_ 2 _ pies		Tipo de Terreno (LL, O, M) = M _____						
						Longitud del Segmento = _____ 10 _____ mi						
II.- CARACTERÍSTICAS DE TRÁFICO												
Volumen Total (ambas direcciones) = _____ 190 _____ veh/h						Distribución Direccional = _____ 60/40 _____						
Flujo = Volumen × FHP						Composición de Tráfico:						
_ 207 = _____ 180 _____ × _ 0.87 _						P _T = _____ 5 _____ P _R = _____ 10 _____ P _B = _____ 0 _____						
III.- ANÁLISIS DE NIVEL DE SERVICIO												
$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c}\right)_i \times f_d \times f_w \times f_{VP}$							$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)}$					
NS	SF = 2800 × (v/c) × f _d × f _w × f _{VP}						P _T	E _T Tabla Nº 5.38	P _R	E _R Tabla Nº 5.38	P _B	E _B Tabla Nº 5.38
			Tabla Nº 5.32	Tabla Nº 5.36	Tabla Nº 5.37							
A	23	2800	0.02	0.94	0.75	0.588	0.05	7	0.1	5		
B	127	2800	0.12	0.94	0.75	0.535	0.05	10	0.1	5.2		
C	211	2800	0.2	0.94	0.75	0.535	0.05	10	0.1	5.2		
D	371	2800	0.37	0.94	0.75	0.508	0.05	12	0.1	5.2		
E	941	2800	0.8	0.91	0.88	0.508	0.05	12	0.1	5.2		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> Flujo = _____ 207 _____ NS = _____ C _____ </div>												

Figura N° 5.55 (b) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.2

Ej. 5.5.3.- Se tiene una carretera rural de dos carriles en terreno montañoso con una pendiente de 6% con una longitud de 2 millas. Determinar el máximo volumen de tráfico que puede circular en la pendiente a una velocidad de 40 mi/h.

Datos:

- Carriles de 12 pies de ancho y hombreras de 8 pies.
- 60% de zonas de no adelantamiento.
- Distribución direccional 70/30.
- 12% de camiones, 7% de vehículos recreacionales, 1% de buses y 80% de vehículos ligeros.
- FHP = 0.85.

Solución:

El flujo de servicio en pendientes se calcula con la ecuación 5.27 como sigue:

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{VP}$$

Donde:

$$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p}$$

$$I_p = 0.02 (E - E_0)$$

y:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_{VP} (E_{VP} - 1)}$$

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

Los siguientes valores son usados en estos cálculos:

$(v/c)_D = 0.83$ (tabla N° 5.39, 40 mi/h, 6% de pendiente, 60% zona de no adelantamiento).

$f_d = 0.78$ (tabla N° 5.40, división 70/30, 70% subida).

$f_w = 1.00$ (tabla N° 5.37, carriles de 12 pies, hombro >6 pies).

$E = 10.7$ (tabla N° 5.41, 40 mi/h, 6% para pendientes de 2 millas).

$E_0 = 1.3$ (tabla N° 5.41, 40 mi/h, 0% pendiente)

$P_{VP} = P_T + P_R + P_B = 0.12 + 0.07 + 0.01 = 0.20$.

$P_{T/VP} = P_T / P_{VP} = 0.12/0.20 = 0.60$.

Luego se calcula los factores f_g y f_{VP} .

$$I_p = 0.02 (10.7 - 1.3) = 0.188$$

$$f_p = \frac{1}{1 + 0.80 \times 0.188} = 0.87$$

$$E_{VP} = 1 + (0.25 + 0.60)(10.7 - 1) = 9.2$$

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + 0.20(9.25 - 1)} = 0.38$$

El flujo de servicio para los 15 minutos críticos se calcula con la ecuación 5.27 para un NS D definido por la velocidad promedio dada:

$$SF_D = 2800 \times 0.83 \times 0.78 \times 1.00 \times 0.87 \times 0.38 = 599 \text{ veh/h}$$

El volumen máximo que circula en dicha pendiente bajo las condiciones descritas es:

$$V = SF \times FHP = 599 \times 0.85 = 509 \text{ veh/h}$$

Ej. 5.5.4.- Se tiene una carretera rural de dos carriles en terreno montañoso con una pendiente de 7% y una longitud de 2 millas, lleva además un volumen horario pico de 500 veh/h. Determinar el nivel de servicio al que opera la carretera en pendiente, la velocidad de subida que se puede esperar durante los 15 minutos pico, la capacidad, el retraso ocasionado por la pendiente en los vehículos si se aproximan a la misma con una velocidad de 55 mi/h.

Datos:

- Velocidad de diseño de 60 mi/h.
- Ancho de carriles de 11 pies y hombreras de 4 pies.
- 80% de zonas de no adelantamiento.
- Distribución direccional 80/20.
- 4% de camiones, 10% de vehículos recreacionales, 2% de buses y 84% de vehículos ligeros.
- FHP = 0.85.

Solución:

La forma de hallar la capacidad para una pendiente específica es graficando el flujo de servicio vs. la curva de velocidad, aplicando la ecuación 5.27 se tiene:

$$SF_i = 2800 \times \left(\frac{v}{c} \right)_i \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{vp}$$

Donde:

$$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p}$$

$$I_p = 0.02 (E - E_0)$$

y:

$$f_{vp} = \frac{1}{1 + P_{vp} (E_{vp} - 1)}$$

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

La capacidad se da donde el punto de intersección de la curva de Flujo de Servicio vs. Velocidad intersecta a la presentada en la hoja de cálculo. Para graficar la curva, el procedimiento recomienda calcular puntos de flujo de servicio para las siguientes velocidades: 55 mi/h (NS A), 52.5 mi/h, 50 mi/h (NS B), 45 mi/h (NS C), 40 mi/h (NS D) y

30 mi/h, estos puntos son graficados en la respectiva hoja de cálculo y unidos mediante una curva. Una vez que la capacidad es determinada, los flujos de servicio de cada NS deberán ser conocidos, y el actual NS puede ser determinado comparando el flujo actual con los valores calculados.

Los siguientes valores son usados en estos cálculos:

Tabla N° 4.2(a) Valores y factores de ajuste para el Ej. 5.5.4

Velocidad (mi/h)	Relación v/c (tabla N° 5.39)	f_d (tabla N° 5.40)	f_w (tabla N° 5.37)	E (tabla N° 5.41)	E_0 (tabla N° 5.41)
55	0.00	0.70	0.85	-	2.1
52.5	0.05	0.70	0.85	88	1.8
50	0.15	0.70	0.85	46	1.6
45	0.40	0.70	0.85	22.8	1.4
40	0.64	0.70	0.92	15.4	1.3
30	0.88	0.70	0.92	8.2	1.3

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

$$P_p = 0.84 \text{ (dato)}$$

$$P_{VP} = P_T + P_R + P_B = 0.04 + 0.10 + 0.02 = 0.16$$

$$P_{T/VP} = P_T / P_{VP} = 0.04 / 0.16 = 0.25$$

Con estos datos se obtiene los siguientes valores:

Tabla N° 4.2(b) Valores y factores de ajuste para el Ej. 5.5.4

Velocidad (mi/h)	I_p (Ec. 5.29)	f_g (Ec.5.28)	E_{VP} (Ec.5.31)	f_{VP} (Ec.5.30)
55	-	-	-	-
52.5	1.724	0.41	44.5	0.13
50	0.888	0.57	23.5	0.22
45	0.428	0.74	11.9	0.36
40	0.282	0.81	8.2	0.46
30	0.138	0.90	4.6	0.63

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Habiendo calculado todos los factores relevantes, los flujos para cada velocidad son:

Tabla N° 5.42(c) Flujo de Servicio para el Ej. 5.5.4

Velocidad (mi/h)	v/c	f _d	f _w	f _g	f _{vp}	SF (Ec. 5.27)
55	0.000	0.70	0.85	-	-	-
52.5	0.050	0.70	0.85	0.41	0.13	4 veh/h
50	0.150	0.70	0.85	0.57	0.22	31 veh/h
45	0.400	0.70	0.85	0.74	0.36	178 veh/h
40	0.640	0.70	0.92	0.81	0.46	430 veh/h
30	0.880	0.70	0.92	0.90	0.63	900 veh/h

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

El bajo o inexistente flujo de servicio para las velocidades de 55.0 y 52.5 mi/h indican que estas velocidades promedio de subida son virtualmente imposibles de mantener en pendiente de subida descrita en este problema.

Estos cálculos están resumidos en la hoja de cálculo de la pendiente específica. La intersección de la curva dibujada con la establecida en la hoja de cálculo da como resultado una **capacidad de 950 veh/h**, total en ambas direcciones, la cual ocurre en una **velocidad de 28 mi/h** promedio de subida.

Para encontrar el nivel de servicio existente, el volumen de 500 veh/h es convertido a un flujo para el periodo pico de 15 minutos:

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

Se ingresa ala curva dibujada en la hoja de cálculo con 588 veh/h, y la velocidad de subida hallada es de en 37 mi/h, debido a que esta velocidad es menor 40 mi/h, el mínimo valor para un NS D (tabla N° 5.33), pero mayor que la velocidad en capacidad (28 mi/h), entonces, se tiene un **NS E**.

Por último para encontrar el retraso simplemente se realiza la diferencia del tiempo de viaje experimentado por los vehículos que atraviesan la subida a una velocidad existente y el tiempo de viaje que se tendría si los vehículos mantienen su velocidad de aproximación a pendiente. Entonces:

$$T(55 \text{ me/h}) = \frac{2 \text{ millas}}{55 \text{ mi/h}} \times \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hora}} = 130.9 \text{ seg/veh.}$$

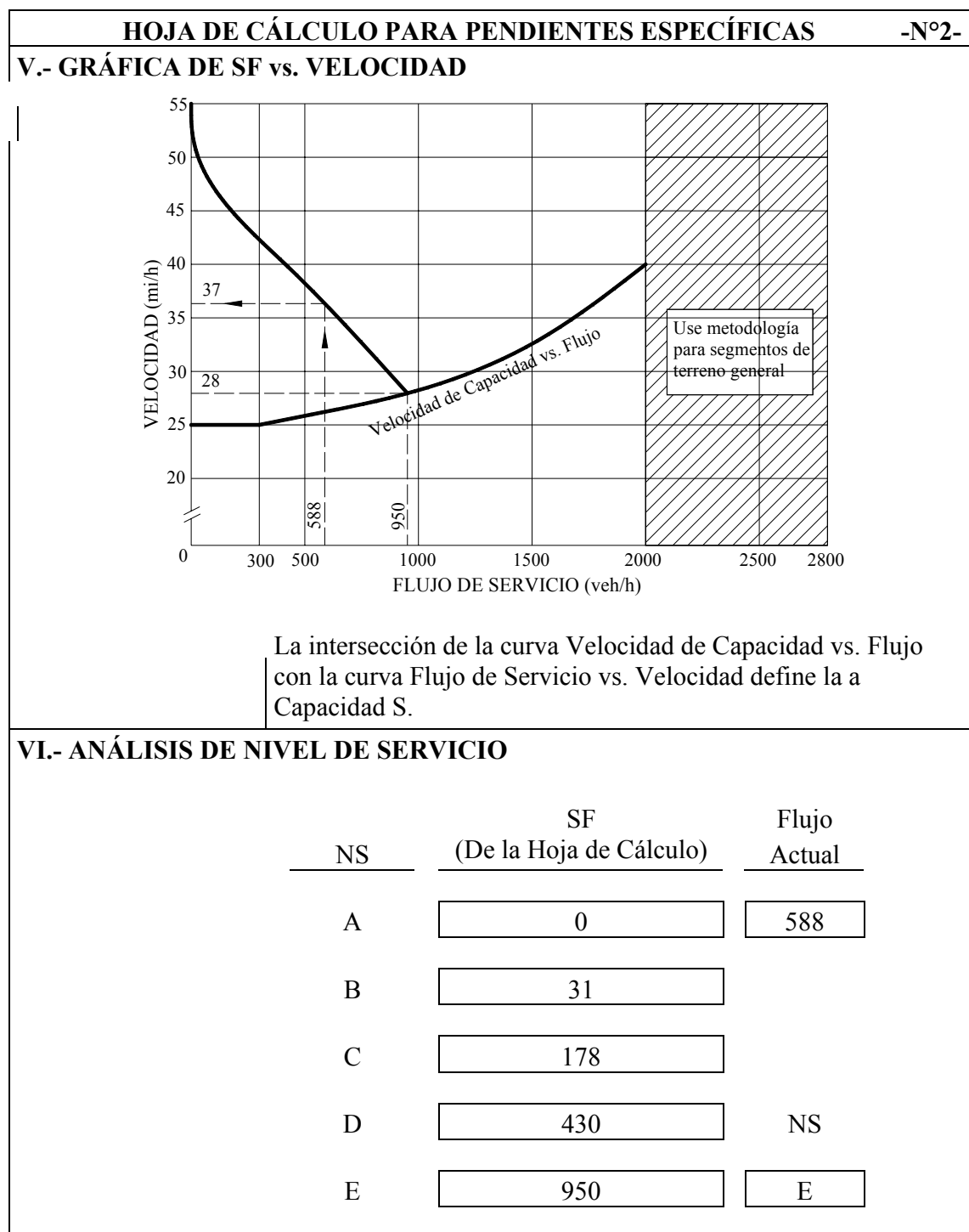
$$T(37 \text{ mi/h}) = \frac{2 \text{ millas}}{37 \text{ mi/h}} \times \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hora}} = 194.6 \text{ seg/veh.}$$

$$\text{Retraso} = 194.6 - 130.9 = 63.7 \text{ seg/veh.}$$

HOJA DE CÁLCULO PARA PENDIENTES ESPECÍFICAS											-N° 1-
Lugar: <u>Ej. 5.5.4</u>					Fecha: _____			Hora: _____			
Analista: _____					Revisado por: _____						
I.- CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA											
Hombrera _____				4 pies		Velocidad de Diseño = <u>60</u> mi/h					
-----				22 pies		% de zonas de No Rebase = <u>7</u> %					
Hombrera _____				4 pies		Pendiente = <u>80</u> %					
						Longitud del Segmento = <u>2</u> mi					
II.- CARACTERÍSTICAS DE TRÁFICO											
Volumen Total (2 dir.) = <u>500</u> veh/h						Distribución Direccional = <u>80/20</u>					
Flujo = Volumen × FHP						Composición de Tráfico:					
<u>588</u> = <u>500</u> × <u>0.85</u>						P _T = <u>4</u> P _R = <u>10</u> P _B = <u>2</u>					
III.- CÁLCULO DE LOS FACTORES f_g Y f_{VP}											
$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p}$ $I_p = 0.02 (E - E_0)$						$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_{VP} (E_{VP} - 1)}$ $E_{VP} = 1 + (0.25 + P_{T/VP}) (E - 1)$					
Vel. (mi/h)	P _p	I _p	E Tabla N° 5.41	E ₀ Tabla N° 5.41	f _g	P _{VP}	E _{VP}	P _{T/VP}	E Tabla N° 5.41	f _{VP}	
55											
52.5	0.84	1.724	88	1.8	0.41	0.16	44.5	0.25	88	0.13	
50	0.84	0.888	46	1.6	0.57	0.16	23.5	0.25	46	0.22	
45	0.84	0.428	22.8	1.4	0.74	0.16	11.9	0.25	22.8	0.36	
40	0.84	0.282	15.4	1.3	0.81	0.16	8.2	0.25	15.4	0.46	
30	0.84	0.138	8.2	1.3	0.9	0.16	4.6	0.25	8.2	0.63	
IV.- CÁLCULO DEL FLUJO DE SERVICIO											
Velocidad (mi/h)		SF (veh/h)		2800 × v/c × f _d × f _w × f _g × f _{VP}							
					Tabla N° 5.39	Tabla N° 5.40	Tabla N° 5.37				
55 (NS A)				2800							
52.5		4		2800	0.05	0.7	0.85	0.41	0.13		
50 (NS B)		31		2800	0.15	0.7	0.85	0.57	0.22		
45 (NS C)		178		2800	0.4	0.7	0.85	0.74	0.36		
40 (NS D)		430		2800	0.64	0.7	0.92	0.81	0.46		
30		900		2800	0.88	0.7	0.92	0.9	0.63		

Ref: Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.56 (c) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.4



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.56 (d) Hoja de Cálculo para el Ej. 5.5.4

Ej. 5.5.5.- Se tiene una carretera rural de dos carriles con una pendiente de 4% y 1½ millas de longitud. ¿Se justifica la adición de un carril de subida en este tramo?

Datos:

- Terreno de aproximación llano.
- Carriles de 12 pies y hombreras de 8 pies.
- 40% de zonas de no adelantamiento.
- VHP = 400 veh/h.
- 15% de camiones, 5% de vehículos recreacionales, 1% de buses y 79% de vehículos ligeros.
- Distribución direccional 60/40.
- FHP = 0.85.

Solución:

Se asume que un carril de subida en una carretera de dos carriles es justificado cuando las siguientes condiciones son encontradas:

1. El flujo de tráfico de subida excede los 200 veh/h.
2. El flujo de camiones de subida excede 20 veh/h.
3. Una de las siguientes condiciones existe:
 - Nivel de servicio E o F existente en la pendiente.
 - Una reducción de dos o mas niveles de servicio es experimentado cuando se mueven del segmento de aproximación a la pendiente.
 - Una reducción de 10 mi/h o mas se espera para un típico camión pesado.

Cada una de estas condiciones debería ser revisada para justificar la construcción de un carril de subida:

$$\text{Flujo de subida} = \frac{400 \text{ veh/h} \times 0.60}{0.85} = 282 \text{ veh/h} > 200 \text{ veh/h} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Flujo de camiones} = \frac{400 \text{ veh/h} \times 0.15 \times 0.60}{0.85} = 42 \text{ veh/h} > 20 \text{ veh/h} \Rightarrow \text{OK}$$

Para justificar un carril de subida, solo una de las condiciones especificadas en el punto 3

debe ser demostrada. Los NS deberán ser E o peor si el actual flujo excede el flujo de servicio para un NS D, este valor es calculado usando la ecuación 5.27:

$$SF_D = 2800 \times \left(\frac{v}{c}\right)_i \times f_d \times f_w \times f_g \times f_{VP}$$

Donde:

$$f_g = \frac{1}{1 + P_p I_p}$$

$$I_p = 0.02 (E - E_0)$$

y:

$$f_{VP} = \frac{1}{1 + P_{VP} (E_{VP} - 1)}$$

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

Los siguientes valores son usados:

$(v/c)_D = 1.00$ (tabla N° 5.39, 4% de pendiente, 40 mi/h, 40% de zonas de no adelantamiento).

$f_d = 0.87$ (tabla N° 5.40, distribución direccional 60/40)

$f_w = 1.00$ (tabla N° 5.37)

$E = 3.8$ (tabla N° 5.41, 4%, 1 ½ milla de longitud de pendiente, 40 mi/h)

$E_0 = 1.3$ (tabla N° 5.41, 0% pendiente, 40 mi/h)

$P_{VP} = 0.15 + 0.05 + 0.01 = 0.21$

$P_{T/VP} = 0.15 / 0.21 = 0.71$

Con estos valores se calcula ahora el flujo para el NS D:

$$I_p = 0.02(3.8 - 1.3) = 0.05$$

$$f_g = \frac{1}{1 + 0.79 \times 0.05} = 0.96$$

$$E_{vp} = 1 + (0.25 + 0.71)(3.8 - 1) = 3.69$$

$$f_{vp} = \frac{1}{1 + 0.21(3.69 - 1)} = 0.64$$

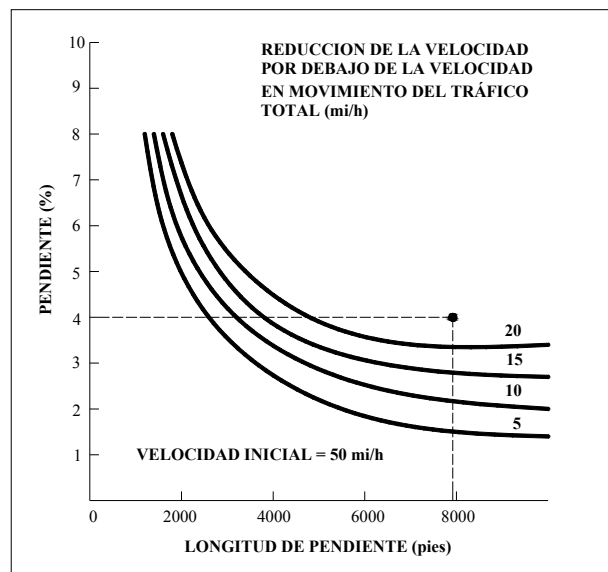
$$SF_D = 2800 \times 1.00 \times 0.87 \times 1.00 \times 0.96 \times 0.64 = 1497 \text{ veh/h}$$

El flujo actual es:

$$v = \frac{VHP}{FHP} = \frac{400 \text{ veh/h}}{0.85} = 471 \text{ veh/h}$$

Como se puede observar, el flujo actual es menor al flujo de servicio para un NS D, por lo tanto, la primera condición para el punto 3 no se cumple.

La siguiente condición a tratar es la reducción de velocidad a 10 mi/h de camiones pesados que podría existir en la pendiente descrita



Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1998)

Figura N° 5.57 Reducción de Velocidad para el Ej.5.5.5

Basados en la presunción de que un camión típico en esta pendiente tiene una relación de potencia de 200 lb/hp, la figura N° 5.53 es usada para estimar la reducción de velocidad experimentada, tal como se muestra en la figura N° 5.57.

Puede verse que la reducción de velocidad será de 20 mi/h, que es mayor a 10 mi/h,

completando la última condición requerida para justificar el carril de subida. Note que debido a que solamente una de las condiciones del punto 3 debe ser satisfecha, no es necesario investigar la tercera condición.

Ej. 5.5.6.- Se tiene una carretera rural de dos carriles en terreno montañoso ubicada en un área donde el factor horario de diseño, K , es 0.14. ¿Cuál es el máximo TPDA que puede ser acomodado sin que se tenga un NS menor a D durante los 15 minutos pico de flujo?

Solución:

La solución es simplemente encontrada ubicando el valor de TPDA en la tabla N° 5.42 con terreno montañoso, NS D, y el factor K de 0.14.

El TPDA máximo permisible llega a ser 2700 veh/d.

Ej. 5.5.7.- Se tiene una carretera rural de dos carriles en terreno ondulado ubicada en un área donde el factor horario de diseño, K , es 0.12. Su TPDA actual es 5000 veh/d. ¿Cuál es el NS aproximado durante los 15 minutos pico de flujo?

Solución:

Con los datos del problema se comparan los valores de la tabla N° 5.42 al valor dado de TPDA. El valor dado de TPDA (5000 veh/d) es menor al valor máximo para un NS D (6600 veh/d), por lo tanto, la carretera opera bajo un NS D.

5.6.- INTERSECCIONES CON SEMAFORO BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION DISCONTINUA

El procedimiento presentado a continuación se basa en la metodología del manual Norteamericano Highway Capacity Manual (HCM-85).

Para este tipo de intersecciones el análisis de Capacidad y el análisis del Nivel de Servicio no están totalmente correlacionados, por tanto, ambos conceptos deberán estudiarse por separado.

5.6.1.- ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE INTERSECCIONES CON SEMÁFORO

La capacidad en una intersección con semáforo se define para cada acceso, como la tasa de flujo máxima que puede pasar a través de la intersección bajo condiciones prevalecientes del tránsito, de la calle y del semáforo. Esta medida en vehículos por hora (veh/h), para intervalos pico de 15 minutos.

Condiciones prevalecientes del tránsito.- Se refieren a:

- Volúmenes por tipo de movimiento a la izquierda, derecha o directo.
- Composición vehicular: Automóviles, autobuses o camiones.
- Maniobras de estacionamiento.
- Conflictos peatonales.
- Paradas de autobuses.

Condiciones prevalecientes de la calle.- Se refieren a las características geométricas de los accesos:

- Número y ancho de carriles.
- Pendientes.
- Uso de carriles.

Condiciones prevalecientes del semáforo.- Se refieren a:

- Secuencia de fases.
- Asignación de tiempos.
- Tipo de operación o control.

Para el análisis de la capacidad se debe calcular:

- La relación volumen a capacidad (v/c) para movimientos críticos para carriles simples o grupos de carriles en todo el acceso. Esta relación se determina para un intervalo pico de 15 minutos, donde “ v ” es el flujo actual del acceso o grupo de carriles y “ c ” es la capacidad.
- El flujo de saturación (s) en unidades de vehículos por hora de luz verde (veh/hv), esto quiere decir para un 100% del tiempo verde efectivo en un acceso o grupo de carriles dado.
- La relación de flujo para un acceso o grupo de carriles “ i ”, $(v/s)_i$

Un **grupo de carriles** es definido como uno o más carriles de un acceso que carga un conjunto de flujos vehiculares, formado en base a las características geométricas del acceso y a las características de los flujos vehiculares.

La capacidad de un acceso o grupo de carriles se define como:

$$c_i = s_i (g_i / C) \quad (5.34)$$

Donde:

c_i = Capacidad del acceso o grupo de carriles “ i ”, (veh/h).

s_i = Flujo de saturación del acceso o grupo de carriles “ i ”, (veh/hv - vehículos por hora de luz verde)

g_i = Tiempo verde efectivo para el acceso o grupo de carriles i , en segundos.

C = Longitud de ciclo del semáforo, en segundos.

g_i/C = Relación de verde para el acceso o grupo de carriles i .

El relación volumen a capacidad para un acceso o grupo de carriles $(v/c)_i$, se llama **grado de saturación** X_i en el análisis de la intersección, para enfatizar la fuerte relación de la capacidad con las condiciones de señalización y por consistencia con la literatura, se expresa como:

$$X_i = (v/c)_i = v_i / (s_i g_i / C) = (v/s)_i / (g_i / C) \quad (5.35)$$

Donde:

$X_i = (v/c)_i$ = Grado de saturación para un acceso o un grupo de carriles i :

v_i = Flujo actual para un acceso o grupo de carriles i , (veh/h).

s_i = Flujo de saturación del acceso o grupo de carriles “i”, (veh/hv - vehículos por hora de luz verde)

g_i = Tiempo verde efectivo para el acceso o grupo de carriles i, en segundos.

C = Longitud de ciclo del semáforo, en segundos.

$(v/s)_i$ = Relación de flujo para un acceso o grupo de carriles “i”.

Otro concepto de capacidad para evaluar globalmente la intersección señalizada en el análisis operacional, es el *Grado de saturación crítica de la intersección* (X_c), por ejemplo, en una intersección con un plan de dos fases, grupos de carriles opuestos se mueven durante el mismo tiempo verde, generalmente uno de estos dos grupos de carriles requerirá más tiempo verde que el otro por lo que tendrá una mayor relación de flujo. Por tanto, este podría ser el grupo de carriles “crítico” para dicha intersección de dos fases. Cada fase tendrá un grupo de carriles crítico que determinan los requerimientos de tiempo verde para la fase. Por tanto, se define que:

$$X_c = \frac{C}{C - L} \left[\sum_i (v/s)_{ci} \right] \quad (5.36)$$

Donde:

X_c = Grado de saturación crítico.

$\sum_i (v/s)_{ci}$ = Suma de las relaciones de flujo de todos los accesos o grupos de carriles críticos “i”.

C = Longitud de ciclo del semáforo, en segundos.

L = Tiempo total perdido por ciclo, en segundos.

5.6.2.- ANÁLISIS DEL NIVEL DE SERVICIO DE INTERSECCIONES CON SEMÁFORO

El nivel de servicio se expresa en términos de la demora media por vehículo debida a las detenciones para un periodo de análisis de 15 minutos.

Parámetros que afectan al nivel de servicio:

- Promedio de demora de parada por vehículo para varios movimientos dentro la intersección para un periodo de análisis de 15 minutos. La demora es una medida de calidad del servicio de la vía al usuario.
- La calidad de la progresión.
- Longitud de las fases verdes
- Longitudes de ciclo, etc.

Variables que afectan al retraso:

- La calidad de la progresión.
- La longitud de ciclo.
- La relación del verde
- La relación volumen a capacidad (v/c) para el grupo de carriles en cuestión.

El método plantea 6 niveles de servicio para las intersecciones con semáforo que se detallaran a continuación:

5.6.2.1.- Nivel de Servicio “A”

Describe operaciones con demoras muy bajas, menores a 5 segundos por vehículo. La mayoría de los vehículos llegan durante la fase verde y no se detienen del todo. Presentan longitudes de ciclo cortas que pueden contribuir a demoras mínimas.

5.6.2.2 Nivel de Servicio “B”

Describe operaciones con demoras mayores a 5 segundos hasta 15 segundos por vehículo. Algunos vehículos comienzan a detenerse causando retrasos.

5.6.2.3.- Nivel de Servicio “C”

Describe operaciones con demoras mayores a 15 segundos hasta 25 segundos por vehículo. Estos retrasos elevados pueden dar como resultado una progresión de tránsito regular. Las longitudes de ciclo son largas. Algunos ciclos empiezan a malograrse. El número de vehículos parados es significativo.

5.6.2.4.- Nivel de Servicio “D”

Describe operaciones con demoras mayores a 25 segundos hasta 40 segundos por vehículo. En un nivel D la influencia de congestión se vuelve más apreciable. Las demoras son resultado de una progresión de tránsito mala o llegadas en la fase roja. Las longitudes de ciclo son amplias y las relaciones de v/c son altas. Muchos vehículos se detienen, los ciclos malogrados se hacen más notorios.

5.6.2.5.- Nivel de Servicio “E”

Describe operaciones con demoras mayores a 40 hasta 60 segundos por vehículo. Este nivel es considerado por muchas agencias de ser el límite de un retraso aceptable. Estos valores altos de retraso generalmente indican una pobre progresión, longitudes de ciclo muy largas y relaciones de v/c altas.

5.6.2.6.- Nivel de Servicio “F”

Describe operaciones con demoras mayores a 60 segundos por vehículo. Este nivel, considerado inaceptable para la mayoría de los conductores, a menudo ocurre una sobresaturación, que es, cuando los flujos de llegada exceden la capacidad de la intersección. Presentan muchos ciclos malogrados, una pobre progresión y largas longitudes de ciclo.

Tabla N° 5.43 Criterios de Nivel de Servicio para intersecciones reguladas por semáforos

Nivel de Servicio	Demora por parada por vehículo (seg.)
A	≤ 5.0
B	>5.0 y ≤ 15.0
C	>15.0 y ≤ 25.0
D	>25.0 y ≤ 40.0
E	>40.0 y ≤ 60.0
F	>60

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota 1: El nivel de servicio “C” es considerado como un objetivo de diseño deseable.

Nota 2: Es posible tener demoras en el Nivel de Servicio “F” (inaceptable) mientras la relación v/c sea menor a 1 ($v/c < 1$), posiblemente tan bajo como 0.75 o 0.85, por tanto, los retrasos altos pueden ocurrir para esas relaciones de v/c si existiesen alguna de las condiciones siguientes: (a) la longitud de ciclo es larga (b) el grupo de carriles en cuestión tiene un tiempo rojo largo y (c) la progresión de tráfico pobre.

Nota 3: Un grupo saturado de carriles (relación v/c cercano a 1.0) puede tener demoras bajas si: (a) la longitud de ciclo es corto o (b) la progresión de tráfico es favorable para el grupo de carriles en cuestión o ambas.

Nota 4: Cuando la precisión de la demora es requerida para relaciones v/c mayores que 1.0, se tendrá que realizar estudios más detallados de volúmenes de tráfico, índices de flujo de saturación y otras características operacionales que deben ser realizadas.

5.6.3.- METODOLOGIA DEL ANALISIS OPERACIONAL DE INTERSECCIONES CON SEMAFORO

El análisis operacional determina la capacidad y el nivel de servicio para cada grupo de carriles o acceso y finalmente el nivel de servicio global de la intersección.

Debido a que el análisis operacional de las intersecciones con semáforo es compleja, esta dividido en cinco módulos distintos, como sigue:

I. Modulo de entrada: Se refiere a toda la información requerida para los cálculos subsecuentes. El modulo incluye todos los datos necesarios sobre la geometría de la intersección, volúmenes de trafico y condiciones de la señalización.

II. Modulo de ajuste del volumen: Las demandas de volumen son generalmente basados en términos de vehículos por hora para una hora pico. El modulo de ajuste de volumen convierte esto a relación de flujo para un periodo de análisis pico de 15 min. y se toma en cuenta para los efectos de la distribución de carriles. La definición del grupo de carriles para análisis además toma lugar en este módulo.

III. Modulo de flujo de saturación: El flujo de saturación es calculado para cada grupo de carriles establecidos para el análisis. Se tomara en cuenta un flujo de saturación “ideal” para reflejar una variedad de condiciones prevalecientes.

IV. Modulo de análisis de capacidad: Las relaciones de flujo de volúmenes y saturación son manipulados para calcular la capacidad y las relaciones v/c para cada grupo de carriles y la relación v/c crítica para la intersección.

V. Modulo del Nivel de Servicio: Las demoras se estiman para cada grupo de carriles y se determina el nivel de servicio.

5.6.3.1.- Módulo de entrada

Muestra la información necesaria para el análisis operacional. Esta información tiene 4 categorías principales: condiciones geométricas, condiciones de tránsito, condiciones de los semáforos y valores sustitutivos por omisión.

5.6.3.1.1.- Condiciones geométricas

Se refiere a la configuración física de la intersección como ser:

- Número y ancho de carriles.
- Movimientos por carril.
- Ubicación de estacionamientos.
- Longitudes de bahías para vueltas.
- Pendientes de los accesos.

5.6.3.1.2.- Condiciones de tránsito

Se consideran los volúmenes de tránsito para cada movimiento en cada acceso y la composición de automóviles, autobuses y camiones.

Se considera también el número de autobuses urbanos. Autobuses urbanos son aquellos que hacen paradas para recoger o descargar pasajeros antes y después de la intersección. Los buses que no hagan tales paradas son considerados como vehículos pesados.

Los flujos peatonales se consideran si entran en conflicto con los vehículos, debido a que este interferirá en los giros a la derecha permitidos.

El tipo de llegada para cada grupo de carriles describe la calidad de progresión. A continuación se presenta 6 tipos de llegadas con sus características:

Tipo de llegada 1:

- Grupo de vehículos densos.
- Volumen del grupo de vehículos en %: más del 80% del volumen del grupo de carriles.
- Llegada de vehículos al inicio de la fase roja.

Tipo de llegada 2:

- Grupo de vehículos moderadamente densos.
- Volumen del grupo de vehículos en %: del 40 al 80% del volumen del grupo de carriles.
- Llegada de vehículos en la mitad de la fase roja o grupo de vehículos dispersos.

Tipo de llegada 3:

- Grupo de vehículos altamente dispersados.
- Volumen del grupo de vehículos en %: menos del 40% del volumen del grupo de carriles.
- Llegada de vehículos aleatoria.

Tipo de llegada 4:

- Grupo de vehículos moderadamente densos
- Volumen del grupo de vehículos en %: del 40 al 80% del volumen del grupo de carriles.
- Llegada de vehículos en el medio de la fase verde o grupo de vehículos dispersos,

Tipo de llegada 5:

- Grupo de vehículos densos a moderadamente densos.
- Volumen del grupo de vehículos en %: más del 80% del volumen del grupo de carriles.
- Llegada de vehículos al inicio de la fase verde.

Tipo de llegada 6

- Tipo de llegada para una calidad de progresión excepcional.
- Grupo de vehículos progresivamente densos.

Tabla N° 5.44 Relación entre el tipo de llegada y la relación de columna (R_c)

Tipo de Llegada	Intervalo de la relación de columna (R_c)	Valores sustitutivos por omisión (R_c)	Calidad de la progresión
1	≤ 0.50	0.333	Muy mala
2	> 0.50 y ≤ 0.85	0.667	Desfavorable
3	> 0.85 y ≤ 1.15	1.000	Llegadas de forma aleatoria
4	> 1.15 y ≤ 1.50	1.333	Favorable
5	> 1.50 y ≤ 2.00	1.667	Altamente favorable
6	> 2.00		Excepcional

*Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)***5.6.3.1.3.- Condiciones de los semáforos**

Se deberá especificar el diagrama de fases, el tiempo verde, el tiempo amarillo y las longitudes de ciclo para cada uno de los accesos.

5.6.3.1.4.- Valores sustitutivos por omisión*Tabla N° 5.45 Valores sustitutivos por omisión para los análisis de la circulación y de planeamiento*

Característica	Valor sustitutivo por omisión
Circulación	
Intensidad de saturación ideal	1900 veh/hv/c
Volumen peatonal en conflicto (considere nulo salvo que los datos de campo indiquen lo contrario)	Ninguno: 0 pt/h Bajo: 50 pt/h Moderado: 200 pt/h Alto: 400 pt/h
Porcentaje de vehículos pesados	2
Inclinación (porcentual)	0
Número de autobuses con parada	0/h
Condiciones de estacionamiento	Sin estacionamiento
Maniobras de estacionamiento	20/h
Tipo de llegada	
Grupos de carriles con movimientos de paso, de frente o recto	3 si es aislado 4 si es coordinado*
Grupo de carriles sin movimientos de paso, de frente o recto	3
Factor de hora punta	0.9
Factor de utilización de carril	Véase la Tabla N° 5.46
Instalación y Semaforización	
Tipo de semaforización	De tiempos fijos
Duración del ciclo	60 - 120 seg.
Tiempo perdido	3.0 seg./fase
Amarillo más todo rojo	4.0 seg./fase
Tipo de área	Fuera del centro urbano
Ancho de carril	3.60 m.
* Generalmente pueden lograrse mejores tipos de llegada con un diseño de progresión favorable.	

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Ocasionalmente, algunos de los datos de campo podrían no estar disponibles, cuando variables críticas no son conocidas, podría ser necesario conducir un análisis de planeación, sin embargo, valores sustitutivos por omisión podrían ser usados para algunas de las variables sin comprometer seriamente los cálculos. La precaución debe ser usada cuando se

aplican tales valores y deberá ser reconocido que los resultados se vuelven más aproximados mientras más valores sustitutivos por omisión se utilicen.

La tabla N° 5.45 resume los valores sustitutivos por omisión para usar cuando los datos de campo no están disponibles. El uso de muchos de esos valores genera un no ajuste a la base, condiciones ideales, pero esto no es cierto para cada valor sustitutivo por omisión, como en el caso del porcentaje de vehículos pesados y factores de hora pico.

5.6.3.2.- Módulo de ajuste de volúmenes

Tres pasos analíticos mayores son desarrollados en el módulo de ajuste de volumen:

- i) *Convertir los volúmenes horarios a flujos durante 15 minutos a través del factor de hora de máxima demanda.*

$$v_p = \frac{V}{FHMD} \quad (5.37)$$

Donde:

v_p = Tasa de flujo durante el periodo de 15 minutos pico, (veh/h).

V = Volumen horario, (veh/h).

$FHMD$ = Factor de hora pico de máxima demanda.

- ii) *Determinación del grupo de carriles para el análisis*

- Serán grupos de carriles separados cuando tenga bahías exclusivas de vuelta a la izquierda y a la derecha, los demás carriles directos se consideran en un grupo simple de carriles.
- Será carril exclusivo de vuelta a la izquierda, cuando se tenga carriles de vuelta a la izquierda compartidos, para la cual, se deberá verificar los altos volúmenes de vuelta a la izquierda del carril compartido. Lo mismo se aplica en carriles exclusivos de giro a la derecha.
- Para un acceso, cuando el flujo de vuelta a la izquierda en el carril de la extrema izquierda es menor que el flujo promedio en los demás carriles, se supone que los vehículos directos comparten el carril izquierdo y todo el acceso puede suponerse en un grupo de carriles simple.
- Cuando el flujo de vuelta a la izquierda en el carril de la extrema izquierda es mayor que el flujo promedio en los demás carriles, el carril izquierdo se debe designar como un carril exclusivo de vuelta a la izquierda en un grupo de carriles separado.

$$v_I < \frac{v_a - v_I}{N - 1} \quad (5.38)$$

$$v_I \geq \frac{v_a - v_I}{N - 1} \quad (5.39)$$

Donde:

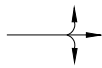



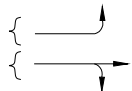
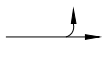

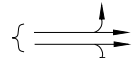
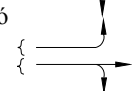



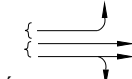
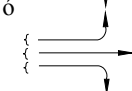
v_I = Flujo actual de vuelta a la izquierda, (veh/h).

v_a = Flujo total en el acceso, (veh/h).

N = Número de carriles en el acceso.

Nota 1: Si cumple la desigualdad (5.38), el carril extremo izquierdo es un carril compartido y se usa un solo grupo de carriles para todo el acceso.

Nota 2: Si cumple la desigualdad (5.39), el carril extremo izquierdo es un carril exclusivo de vuelta a la izquierda y deberá establecerse como un grupo separado de carriles.

Número de Carriles	Movimientos por carril	Posibilidades de los grupos de carriles
1	MI + MF + MD 	①  Acceso de un solo carril
2	MI EXC  MF + MD 	② 
2	MI + MF  MF + MD 	①  ó ② 
3	MI EXC  MF  MF + MD 	②  ó ③ 

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Figura N° 5.58 Grupos de carriles habituales para su análisis

iii) Asignación de volúmenes a grupos de carriles

La distribución de volúmenes no es equitativa entre carriles de un mismo movimiento, por tanto, el flujo ajustado para cualquier grupo de carriles será:

$$v_i = v_{gi} U_i \quad (5.40)$$

Donde:

v_i = Flujo de demanda ajustado en el grupo de carriles “i”, (veh/h).

v_{gi} = Flujo de demanda no ajustado en el grupo de carriles “i”, (veh/h).

U_i = Factor de utilización de carril para el grupo de carriles “i” (tiene valores de 1,00; 1,05 y 1,10 para uno, dos, tres o más carriles en el grupo).

Tabla N° 5.46 Factores sustitutivos por omisión de utilización de carril

Movimientos del grupo de carriles	Número de carriles en el grupo de carriles	Porcentaje de tráfico que soporta el carril más transitado	Factor de utilización de carril (U)
De frente o compartido	1	100.0	1.00
	2	52.5	1.05
	3 ^a	36.7	1.10
Giro a la izquierda exclusivo	1	100.0	1.00
	2 ^a	51.5	1.03
Giro a la derecha exclusivo	1	100.0	1.00
	2 ^a	56.5	1.13

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

^a Si el grupo de carriles cuenta con más carriles de los que figuran en esta tabla se recomienda realizar un estudio de campo o adoptar, para el grupo de carriles en cuestión, el mayor valor del factor U dado.

5.6.3.3.- Módulo del flujo de saturación

El flujo de saturación se calcula mediante estudios de campo o con la siguiente expresión:

$$s = s_0(N)(f_A)(f_{VP})(f_P)(f_E)(f_B)(f_L)(f_{MD})(f_{MI}) \quad (5.41)$$

Donde:

s = Flujo de saturación de carriles, expresado como el total para todos los carriles del grupo, bajo condiciones prevalecientes (veh/hv).

s_0 = Flujo de saturación en condiciones ideales, tomando usualmente como 1800 vehículos ligeros por hora de luz verde por carril, (vl/hv/c).

N = Número de carriles del grupo.

f_A = Factor de ajuste por efecto de ancho de carril (Tabla N° 5.47).

f_{VP} = Factor de ajuste por vehículos pesados (Tabla N° 5.48).

f_P = Factor de ajuste por pendiente del acceso (Tabla N° 5.49).

f_E = Factor de ajuste por la existencia de carriles de estacionamiento adyacentes al grupo de carriles, y la actividad de estacionamiento en ese carril. (Tabla N° 5.50).

f_B = Factor de ajuste por paradas de autobuses. (Tabla N° 5.51).

f_L = Factor de ajuste por localización de la intersección. (Tabla N° 5.52).

f_{MD} = Factor de ajuste por vueltas a la derecha en el grupo de carriles. (Tabla N° 5.53).

f_{MI} = Factor de ajuste por vueltas a la izquierda en el grupo de carriles. (Tabla N° 5.54).

Tabla N° 5.47 Factor de ajuste por ancho de carril (f_A)

Ancho medio de carril, A (m.)	Factor de ancho de carril, f_A
2.4	0.867
2.7	0.900
3.0	0.933
3.3	0.967
3.6	1.000
3.9	1.033
4.2	1.067
4.5	1.100
4.8	1.133

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota: $f_A = 1 + \frac{A - 3.6}{9}$; $A \geq 2.40$ m. (Si $A > 4.80$ m. puede considerarse analizarlo como dos carriles).

Tabla N° 5.48 Factor de ajuste por vehículos pesados (f_{VP})

Porcentaje de vehículos pesados, % VP	Factor de vehículos pesados, f_{VP}
0	1.000
2	0.980
4	0.962
3	0.943
8	0.926
10	0.909
15	0.870
20	0.833
25	0.800
30	0.769
35	0.741
40	0.714
45	0.69
50	0.667
75	0.571
100	0.500

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota: $f_{VP} = \frac{100}{100 + \%VP(E_c - 1)}$; $0 \leq \%VP \leq 100$, donde $E_c = 2.0$ vehículos ligeros por vehículo pesado.

Tabla N° 5.49 Factor de ajuste por pendiente del acceso (f_p)

Inclinación, %i		Factor de inclinación
Tipo	Porcentaje	
Bajada	-6 ó inferior	1.030
	-4	1.020
	-2	1.010
A nivel	0	1.000
Subida	+2	0.990
	+4	0.980
	+6	0.970
	+8	0.960
	+10 ó superior	0.950

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota: $f_p = 1 - \frac{\%i}{200}$; $-6 \leq \%i \leq +10$

Tabla N° 5.50 Factor de ajuste por estacionamiento (f_E)

Número de carriles en el grupo de carriles N	Sin estacionamiento	Número de maniobras de estacionamiento por hora, N_m				
		0	10	20	30	40 ^a
1	1.000	0.900	0.850	0.800	0.750	0.700
2	1.000	0.950	0.925	0.900	0.875	0.850
3 ^a	1.000	0.967	0.950	0.933	0.917	0.900

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota: $f_E = \frac{N - 0.1 - 18N_m / 3600}{N}$; $0 \leq N_m \leq 180$, $f_E \geq 0.05$. ^aUtilice la fórmula cuando haya más de 3 carriles o más de 40 maniobras por hora.

Tabla N° 5.51 Factor de ajuste por paradas de autobuses (f_B)

Número de carriles en el grupo de carriles N	Número de autobuses que paran por hora, N_B				
	0	10	20	30	40 ^a
1	1.000	0.960	0.920	0.880	0.840
2	1.000	0.980	0.960	0.940	0.920
3 ^a	1.000	0.987	0.973	0.960	0.947

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota: $f_B = \frac{N - 14.4N_B / 3600}{N}$; $0 \leq N_B \leq 250$, $f_B \geq 0.05$. ^aUtilice la fórmula cuando haya más de 3 carriles o paren más de 40 autobuses por hora.

Tabla N° 5.52 Factor de ajuste por localización de la intersección (f_L)

Tipo de área	Factor de tipo de área
Centro urbano (CBD)	0.90
Otras zonas	1.00

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Tabla N° 5.53 Factor de ajuste por giros a la derecha (f_{MD})

Casos 1-6: Carriles Exclusivos/Compartidos y Fases Protegidas/Permitidas				
$f_{MD} = 1.0 - P_{MD} [0.15+(PT/2100)(1-P_{MDA})]$				
$0.0 \leq P_{MD} \leq 1.0$	Proporción de MD en el grupo de carriles = 1.00 para carriles excl. de MD (Casos 1-3); 			

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Tabla N° 5.54 Factor de ajuste por giros a la izquierda (f_{MI})

Caso	Tipo de grupo de carriles	Factor de giro a la izquierda, f_{MI}						
1	Carril exclusivo MI; Fases Protegidas	0.95						
2	Carril exclusivo MI; Fases Permitidas	Procedimiento especial; véase formulario de la figura 9-17 o 9-18 (HCM -85)						
3	Carril exclusivo MI; Fases Protegidas y Permitidas	Aplíquese el caso 1 a la fase protegida Aplíquese el caso 2 a la fase permitida						
4	Carril compartido MI; Fase Protegida	$f_{MI} = 1.0 / (1.0 + 0.05 P_{MI})$						
		Proporción de giros a la izquierda, P_{MI}						
			0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
		Factor	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
5	Carril compartido MI; Fase Permitida	Procedimiento especial; véase formulario de la figura 9-17 o 9-18 (HCM -85)						
6	Carril compartido MI; Fases Protegidas y Permitidas	$f_{MI} = (1400 - Q_o) / [(1400 - Q_o) + (235 + 0.435 Q_o) P_{MI}]$, $Q_o \leq 1220 \text{ veh/h}$						
		$f_{MI} = 1 / [1 + 4525 P_{MI}]$, $Q_o \geq 1220 \text{ veh/h}$						
		Volumen en sentido opuesto, Q_o	Proporción de giros a la izquierda, P_{MI}					
			0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
		0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.86
		200	1.00	0.95	0.90	0.86	0.82	0.78
		400	1.00	0.92	0.85	0.80	0.75	0.70
		600	1.00	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61
		800	1.00	0.83	0.71	0.62	0.55	0.49
		1000	1.00	0.74	0.58	0.48	0.41	0.36
		1200	1.00	0.55	0.38	0.29	0.24	0.20
		≥ 1200	1.00	0.52	0.36	0.27	0.22	0.18

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

5.6.3.4.- Módulo de análisis de capacidad

- La capacidad para cada acceso o grupo de carriles se calcula a partir de la ecuación (5.34):

$$c_i = s_i (g_i/C)$$

- La relación volumen a capacidad v/c para cada acceso o grupo de carriles se determina con la ecuación (5.35):

$$X_i = (v/c)_i = v_i / (s_i g_i / C) = (v/s)_i / (g_i / C)$$

- El grado de saturación crítico de la intersección se calcula a partir de la ecuación (5.36):

$$X_c = \frac{C}{C - L} \left[\sum_i (v/s)_{ci} \right]$$

5.6.3.5.- Módulo del nivel de servicio

Se determina el nivel de servicio para cada grupo de carriles, para cada acceso y para toda la intersección mediante la demora media por detenciones por vehículo. Se plantea el siguiente procedimiento:

- La *demora uniforme* (d_{1i}), es la que ocurriría si los vehículos llegaran uniformemente distribuidos sin existir saturación durante ningún ciclo. Se expresa como:

$$d_{1i} = 0.38 C \frac{[1 - (g_i / C)]^2}{[1 - (g_i / C) X_i]} \quad (5.42)$$

Donde:

d_{1i} = Demora uniforme para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

C = Longitud de ciclo del semáforo, en segundos.

$X_i = (v/c)_i$ = Grado de saturación para un acceso o un grupo de carriles i:

g_i = Tiempo verde efectivo para el acceso o grupo de carriles i, en segundos.

- La *demora incremental* (d_{2i}), considera las llegadas aleatorias, logrando que algunos ciclos se saturen. Se expresa como:

$$d_{2i} = 173 X_i^2 \left[(X_i - 1) + \sqrt{(X_i - 1)^2 + (16 X_i / c_i)} \right] \quad (5.43)$$

Donde:

d_{2i} = Demora incremental para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

$X_i = (v/c)_i$ = Grado de saturación para un acceso o un grupo de carriles i:

c_i = Capacidad del acceso o grupo de carriles “i”, (veh/h).

- La *demora total* (d_i), para el grupo de carriles “i” se expresa como:

$$d_i = d_{1i} + d_{2i} \quad (5.44)$$

Donde:

d_i = Demora total para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

d_{1i} = Demora uniforme para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

d_{2i} = Demora incremental para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

- Es necesario *ajustar la demora total* (d_{ia}), ya que en la mayoría de los casos las llegadas de vehículos no son del todo aleatorias, sino que lo hacen en forma agrupada debido a la progresión en los semáforos y otros factores: Por lo tanto:

$$d_{ia} = d_i (FP) \quad (5.45)$$

Donde:

d_{ia} = Demora ajustada para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

d_i = Demora total para el grupo de carriles “i”, (s/veh).

FP = Factor de ajuste por efecto de la progresión de los semáforos. (Tabla N° 5.55)

- La *demora en cualquier acceso* (d_A), se determina como un promedio ponderado de las demoras totales de todos los grupos de carriles del acceso, a través de la siguiente ecuación:

$$d_A = \frac{\sum_{i=1}^{n_A} (d_{ia} v_i)}{\sum_{i=1}^{n_A} v_i} \quad (5.46)$$

Donde:

d_A = Demora en cualquier acceso. (s/veh).

n_A = Número de grupos de carriles en el acceso A.

d_{ia} = Demora ajustada para el grupo de carriles "i", (s/veh).

v_i = Flujo de demanda ajustado en el grupo de carriles "i", (veh/h).

Tabla N° 5.55 Factor de ajuste (FD) por demora uniforme

Factor de ajuste por tipo de regulación (FR)							
Tipo de Control	Intersecciones no coordinadas			Intersecciones coordinadas			
Prefijada (ningún grupo de carriles es accionado por el tráfico)	1			FP según se calcula a continuación			
Semiaccionada:							
Grupo de carriles accionados por el tráfico	0.85			1.0			
Grupo de carriles no accionados	0.85			FP según se calcula a continuación			
Totalmente accionada (todos los grupos de carriles son accionados por el tráfico)				Trátase como semiaccionado			
Factor de ajuste por progresión (FP)							
FP = (1-P) f _c / (1-g / C)							
Relación de verde (g/C)	Tipo de llegada						
	T LI-1	T LI-2	T LI-3	T LI-4	T LI-5	T LI-6	
	0.20	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
	0.30	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
	0.40	1.445	1.136	1.000	0.895	0.555	0.333
	0.50	1.667	1.240	1.000	0.767	0.000	0.000
	0.60	2.001	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
	0.70	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
	Sustitutivo por omisión, f _c	1.00	0.93	1.00	1.15	1.00	1.00
Sustitutivo por omisión, R _c	0.333	0.667	1.000	1.333	1.667	2.000	
Término de calibración de la demora incremental, m	8	12	16	12	8	4	

Ref. Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos (HCM-1985)

Nota: 1.- La tabulación se basa en valores sustitutivos por omisión de f_c y R_c

2.- $P = R_c g/C$ (no puede exceder de 1.0)

3.- FP puede no exceder de 1.0 en los T LI-3 a T LI-6.

- La *demora en la intersección* (d_I), se determina como un promedio ponderado de las demoras de todos los accesos de la intersección, según:

$$d_I = \frac{\sum_{A=1}^T (d_A v_A)}{\sum_{A=1}^T v_A} \quad (5.47)$$

Donde:

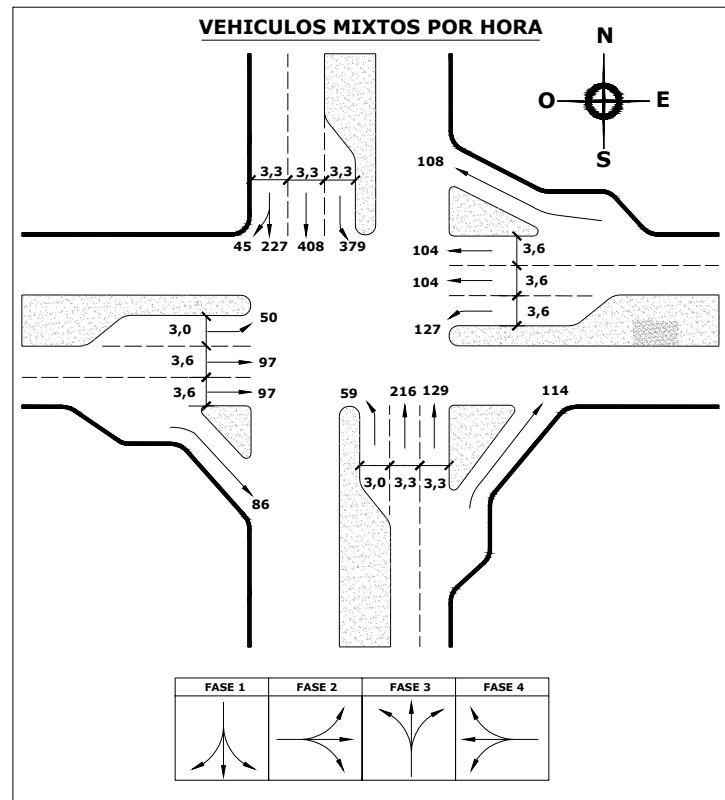
- d_I = Demora en la intersección. (s/veh).
- d_A = Demora en cualquier acceso. (s/veh).
- v_A = Flujo ajustado del acceso A. (veh/h)
- T = Número de accesos en la intersección.

5.6.4.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 5.6.1.- Para la intersección de la figura N° 5.59, localizada en una de las zonas centrales de la ciudad, se tiene los datos siguientes y se quiere evaluar el nivel de servicio de cada uno de los accesos y de la intersección en forma global.

Datos

- Los volúmenes máximos horarios en vehículos mixtos.
- Los anchos de carril en metros.
- Los movimientos protegidos en cada una de las cuatro fases bajo el cual opera la intersección.
- Porcentaje de autobuses:
 - 6% Acceso Norte.
 - 9% Acceso Sur.
 - 11% Acceso Este.
 - 11% Acceso Oeste
- No se permite el paso de camiones.
- Factor de hora de máxima demanda: FHMD = 0,85 para todos los accesos.
- Presencia de bahías especiales de vuelta a la derecha para los accesos: Este, Sur y Oeste. En este tipo de maniobras no influye el semáforo, excepto los del acceso Norte donde la vuelta a la derecha es compartida con movimientos directos o de frente.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 5.59 Nivel de servicio en intersecciones con semáforo

- Pendientes en los accesos:
 - Norte y Sur = 0%
 - Este = + 2%
 - Oeste = - 2%
- Llegada de vehículos a la intersección en forma aleatoria.
- No existen estacionamientos ni paradas de autobuses en las cercanías de la intersección.
- No existen conflictos peatonales en los accesos de la intersección.
- Ciclo del semáforo = 120 segundos, distribuido en cuatro fases como se muestra en la tabla N° 5.56.

Tabla N° 5.56 Fases del semáforo

Fase N°	Acceso	Tiempo (seg.)		
		Verde	Amarillo	Rojo
1	Norte	52	3	65
2	Oeste	10	3	107
3	Sur	21	3	96
4	Este	17	3	100

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Solución:**Módulo de ajuste de volúmenes:**

Tabla N° 5.57 Módulo de ajuste de Volúmenes

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Acceso	Mov.	Vol. del mov. (vph)	FHMD	Tasa de flujo (vph) "vp" [3/4]	Mov. por grupo de carriles	Flujo de demanda no ajustado por grupo (vph) "vgi"	Número de carriles "N"	Factor de utilización de carril "U" Tabla 5.49	Flujo de demanda ajustado (vph) "vi" [7x9]	Propor. de vueltas PMI o PMD
Norte	MI	379	0,85	446	I	446	1	1,00	446	1,00 I
	MF	635	0,85	747	FD	800	2	1,05	840	0,07 D
	MD	45	0,85	53	-	-	-	-	-	-
Oeste	MI	50	0,85	59	I	59	1	1,00	59	1,00 I
	MF	194	0,85	228	F	228	2	1,05	239	-
	MD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sur	MI	59	0,85	69	I	69	1	1,00	69	1,00 I
	MF	348	0,85	409	F	409	2	1,05	429	-
	MD	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Este	MI	127	0,85	149	I	149	1	1,00	149	1,00 I
	MF	208	0,85	245	F	245	2	1,05	257	-
	MD	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Módulo del Flujo de Saturación:*Tabla N° 5.58 Módulo del Flujo de Saturación*

Grupo de carriles				Factores de ajuste								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Acceso	Mov. por grupo de carriles	Flujo de saturación ideal (veh/hv/c) "s ₀ "	Número de carriles "N"	f _A tabla N° 5.47	f _{VP} tabla N° 5.48	f _P tabla N° 5.49	f _E tabla N° 5.50	f _B tabla N° 5.51	f _L tabla N° 5.52	f _{MD} tabla N° 5.53	f _{MI} tabla N° 5.54	Flujo de saturación (Veh/hv) "s" [3x4x5x6x7x8x 9x10x11x12]
Norte	I	1800	1	0,93	0,94	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	0,95	1345
	FD	1800	2	0,97	0,94	1,00	1,00	1,00	0,90	0,99	1,00	2925
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Oeste	I	1800	1	0,93	0,90	1,01	1,00	1,00	0,90	1,00	0,95	1301
	F	1800	2	1,00	0,90	1,01	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00	2945
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sur	I	1800	1	0,93	0,92	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	0,95	1317
	F	1800	2	0,97	0,92	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00	2891
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Este	I	1800	1	0,93	0,90	0,99	1,00	1,00	0,90	1,00	0,95	1275
	F	1800	2	1,00	0,90	0,99	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00	2887
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Módulo de análisis de capacidad:*Tabla N° 5.59 Módulo de análisis de capacidad*

Acceso	Mov. por grupo de carriles	Flujo de demanda ajustado (veh/h) "vi"	Flujo de saturación (veh/hv) "s"	Relación de flujo "(v/s)i" [3/4]	Relación de verde "gi/C "	Capacidad del grupo de carriles (veh/h) "ci" [4*6]	Relación "(v/c)i=Xi" [3/7]	Grado de saturación crítico "Xc"
Norte	I	446	1345	0,33	0,43	579	0,77	-
	FD	840	2925	0,29	0,43	1258	0,67	-
	-	-	-	-	-	-	-	-
Oeste	I	59	1301	0,05	0,08	104	0,57	-
	F	239	2945	0,08	0,08	236	1,00	-
	-	-	-	-	-	-	-	-
Sur	I	69	1317	0,05	0,18	237	0,29	-
	F	429	2891	0,15	0,18	520	0,83	-
	-	-	-	-	-	-	-	-
Este	I	149	1275	0,12	0,14	179	0,83	-
	F	257	2887	0,09	0,14	404	0,64	-
	-	-	-	-	-	-	-	-

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Nota 1: El tiempo de verde efectivo "gi" es equivalente al tiempo de verde actual, ya que el tiempo perdido por fase supuesto es de 3 seg. es igual al tiempo amarillo de 3 seg.

Nota 2: La longitud del ciclo de semáforo "C" es de 120 seg.

Nota 3: Los movimientos de frente del acceso Oeste están en su capacidad al 100%

Nota 4: No se hace el cálculo de "Xc" porque no existen grupos de carriles opuestos que se muevan durante el mismo tiempo verde.

Módulo del nivel de servicio:

Tabla N° 5.60 Módulo del nivel de servicio

Grupo de carriles		1° Término de la demora				2° Término de la demora		Demora del grupo		Demoras Totales y Niveles de Servicio		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Acceso	Movimientos por grupo de carriles	Relación $"(v/c)_i = X_i"$ [3/7]	Relación de verde $"g_i/C"$	Longitud del ciclo (seg.) $"C"$	Demora uniforme (s/veh) $"d_{li}"$	Capacidad del grupo de carriles (veh/h) $"c_i"$ [4*6]	Demora incremental (s/veh) $"d_{2i}"$	Factor de ajuste por efecto de la progresión $"FP"$ Tabla N° 5.55	Demora ajustada para el grupo de carriles (s/veh) $"d_{ia}"$ [6+8]*9	Nivel de servicio del grupo de carriles Tabla N° 5.43	Demora en el acceso (s/veh) $"d_A"$	Nivel de servicio del acceso Tabla N° 5.43
Norte	I	0,77	0,43	120	22,2	579	4,4	1,00	26,5	D	23,4	C
	FD	0,67	0,43	120	20,8	1258	1,0	1,00	21,8	C		
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Oeste	I	0,57	0,08	120	40,4	104	5,1	1,00	45,5	E	78,8	F
	F	1,00	0,08	120	42,0	236	45,0	1,00	87,0	F		
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Sur	I	0,29	0,18	120	32,4	237	0,2	1,00	32,6	D	41,8	E
	F	0,83	0,18	120	36,0	520	7,3	1,00	43,3	E		
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Este	I	0,83	0,14	120	38,2	179	18,6	1,00	56,8	E	45,7	E
	F	0,64	0,14	120	37,0	404	2,3	1,00	39,3	D		
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

La demora en la intersección será:

$$d_I = \frac{\sum_{A=1}^T (d_A \times v_A)}{\sum_{A=1}^T v_A}$$

$$d_I = \frac{23,4(446 + 840) + 78,8(59 + 239) + 41,8(69 + 429) + 45,7(149 + 257)}{446 + 840 + 59 + 239 + 69 + 429 + 149 + 257}$$

$$d_I = 37,4 \text{ [s / veh]}$$

Por tanto, el nivel de servicio global de la intersección es D (véase tabla N° 5.43).

METODO DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE DE COLOMBIA – UNIVERSIDAD DEL CAUCA (1998)

5.7.- CARRETERAS DE DOS CARRILES

5.7.1.- ASPECTOS GENERALES

El método Colombiano muestra un procedimiento de análisis sobre el comportamiento operacional de una “*Carretera de dos carriles*” en Colombia. Además, calcula la capacidad y nivel de servicio de tramos de vías uniformes en condiciones conocidas.

Una *carretera de dos carriles* tiene una calzada con un carril para cada sentido de circulación.

5.7.2.- TIPOS DE TERRENO

Se consideran cuatro categorías de terrenos:

- Terreno plano
- Terreno ondulado
- Terreno montañoso
- Terreno escarpado

Tabla N° 5.61 Características de las cuatro categorías de terrenos

TIPO DE TERRENO	PENDIENTE TRANS- VERSAL A LA VIA (%)	PENDIENTE LONGI- TUDINAL DE VIA (%)	DIFICUL- TAD EN EL TRAZADO	DIFICUL- TAD EN LA EXPLA- NACION	DIFICUL- TAD EN EL MOVIMI- ENTO DE TIERRAS
Terreno Plano	< 5	< 3	Ninguna	Ninguna	Ninguna
Terreno Ondulado	6 al 12	3 al 6	Moderado	Moderado	Moderado
Terreno Montañoso	13 al 40	6 al 8	Notable	Notable	Notable
Terreno Escarpado	> 40	> 8	Excesiva	Excesiva	Excesiva

Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

5.7.3.- CARACTERISTICAS DE LA VIA*Tabla N° 5.62 Características de vía*

ELEMENTO FISICO	ANCHO USUAL (m)	OBSERVACIONES
Alineamiento horizontal y vertical	-	Las pendientes tienen una gran influencia para mantener una velocidad de operación que ofrezca seguridad y comodidad.
Calzada	3,65 - 3,5 - 3,3 - 3,0 - 2,7	El ancho de la calzada esta dado por la suma de los anchos de los dos carriles
Berma	1,8 - 1,5 - 1,2 - 1,0 - 0,5	Este elemento puede incrementar el ancho efectivo de la calzada
Obstáculos laterales	-	Su ubicación será a 1,8 metros o más a partir del borde de la calzada y así evitar la reducción del nivel de servicio y la capacidad de la vía.

Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

5.7.4.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CIRCULACION DEL TRANSITO*Tabla N° 5.63 Factores que influyen en la circulación del tránsito*

FACTOR	OBSERVACION Y EFECTO
Radio de curvatura, peralte y coeficiente de fricción entre llantas del vehículo y la superficie de rodadura	Limitan la velocidad segura a la que la curva se puede recorrer.
Pendientes ascendentes	La velocidad máxima de un vehículo cuesta arriba esta determinada por: la relación peso/potencia del vehículo, la inclinación de la cuesta y la velocidad con que inicia el ascenso.
Pendientes descendentes	El vehículo desarrolla mayores velocidades que en rasantes horizontales o pendientes ascendentes, por tanto: las curvas y otros elementos de la vía limitan la velocidad; no se tiene control completo del vehículo debido al peso e inercia del mismo más la disminución de la fuerza de fricción.

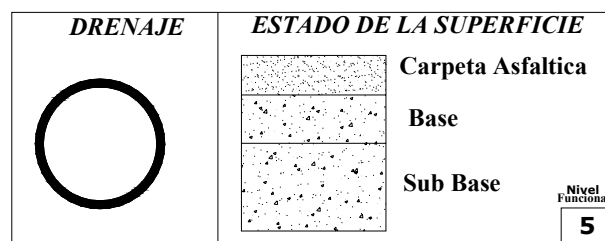
FACTOR	OBSERVACION Y EFECTO
Camiones	Reduce la capacidad de la vía debido a que: ocupan más espacio, aceleran más lentamente y desarrollan menores velocidades. Por tanto, deberá hacerse uso de factores de equivalencia en automóviles los cuales son índices que expresan el número de automóviles que causaría el mismo efecto que un vehículo pesado en particular sobre cierta característica del tránsito.
Estado de la superficie de rodadura	El deterioro de la superficie de rodadura afecta al nivel de servicio, la velocidad, comodidad, economía y seguridad. Existen 5 estados de vías propuestas más adelante.
Congestión del tránsito	A medida que los volúmenes se acercan a la capacidad, crece la demanda de sobrepaso, mientras que disminuyen las oportunidades para adelantar, por lo que se forman colas de vehículos cada vez más largos y producen demoras cada vez más altas.
Distribución por sentido	Afecta la eficacia con que funciona una carretera de dos carriles. El volumen en ambos sentidos durante la saturación esta afectado por la distribución por sentidos del tránsito, es decir, si la distribución es muy desigual puede que un sentido de la vía se sature y preste un servicio de baja calidad, mientras que el otro sentido este lejos de saturarse.

Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

5.7.5.- CLASIFICACION DEL ESTADO DE VIA

5.7.5.1.- Nivel Funcional “5”

Vía pavimentada en buen estado con calzada adaptada al tránsito, al clima y a la subrasante y zonas laterales que ofrecen seguridad y comodidad al usuario así como protección eficaz al pavimento. Es el estado en el que la vía ofrece al usuario una superficie durable y adecuada al volumen total del tránsito.

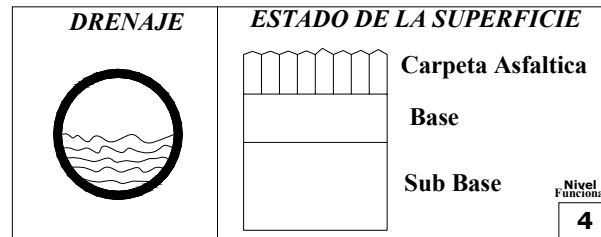


Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

Figura N° 5.60 Nivel Funcional “5”

5.7.5.2.- Nivel Funcional “4”

Vía pavimentada con problemas superficiales solamente a nivel de capa de rodadura y con muy pocos defectos en el drenaje y zonas laterales (la capa de rodadura ha sufrido cierto desgaste y los dispositivos de drenaje han empezado a cargarse de materiales).

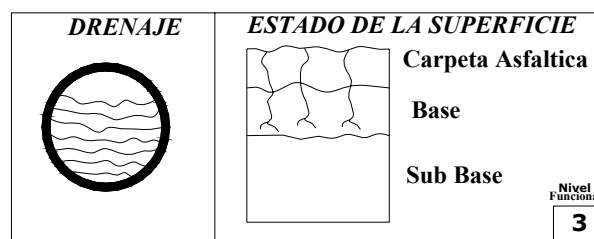


Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

Figura N° 5.61 Nivel Funcional “4”

5.7.5.3.- Nivel Funcional “3”

Vía pavimentada con problemas de deterioro en la calzada caracterizados principalmente por agrietamientos y pequeñas deformaciones que afectan la capacidad de soporte de la estructura (daños estructurales facilitados por acumulación de fallas superficiales). Defectos pequeños o medianos en el drenaje o zonas laterales.



Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

Figura N° 5.62 Nivel Funcional “3”

5.7.5.4.- Nivel Funcional “2”

Vía pavimentada con mayores problemas de deterioro en la calzada caracterizados por fallas de todo tipo que provocan incomodidad al usuario hasta presentar riesgos para su seguridad. Zonas laterales y drenajes en cualquier estado. Este estado de la vía conlleva grandes pérdidas de tiempo y altos costos de operación de los vehículos.

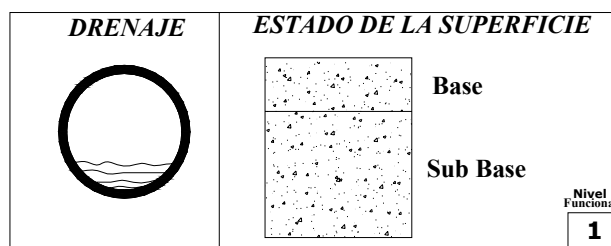


Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

Figura N° 5.63 Nivel Funcional “2”

5.7.5.5.- Nivel Funcional “1”

Vía en afirmado en buen estado con calzada adaptada a las condiciones locales de tránsito, clima y sub-rasante, pero que no garantiza uniformidad superficial, afectando la comodidad y la seguridad, y ocasionando disminuciones en la velocidad.



Ref. Ministerio de Obras Públicas y Transporte – Colombia.

Figura N° 5.64 Nivel Funcional “1”

5.7.6.- METODOLOGIA

5.7.6.1.- Cálculo de la capacidad

Se considera una capacidad de 3200 automóviles en ambos sentidos para una carrera de dos carriles en condiciones ideales.

$$C_i = 3200 \text{ automóviles por hora en ambos sentidos} \quad (5.48)$$

5.7.6.1.1.- Condiciones ideales para una carretera de dos carriles

- Repartición del tránsito por igual en ambos sentidos.
- Terreno plano y rasante horizontal.

- Carriles mayor o igual a 3,65 metros de ancho.
- Bermas mayor o igual a 1,80 metros de ancho.
- Superficie de rodadura en condiciones óptimas.
- Sector recto.
- Ausencia de vehículos pesados.
- Visibilidad de adelantamiento.

5.7.6.1.2.- Factores que transforman la capacidad para condiciones ideales (*ci*), en capacidad para condiciones estudiadas

5.7.6.1.2.1.- Pendientes

Los efectos de esta característica están representados por el factor de corrección, F_{pe} de la tabla N° 5.64.

Tabla N° 5.64 Factores de corrección a la capacidad por pendientes (F_{pe})*

PEND. ASCEND. (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)											
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1	0,99	0,99	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
2	0,99	0,98	0,98	0,98	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
3	0,98	0,97	0,96	0,96	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
4	0,98	0,96	0,95	0,94	0,94	0,94	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
5	0,98	0,95	0,94	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,91	0,91	0,91	0,91
6	0,97	0,95	0,92	0,91	0,91	0,90	0,90	0,90	0,89	0,89	0,89	0,89
7	0,96	0,93	0,91	0,89	0,89	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86
8	0,96	0,92	0,89	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84	0,83	0,84
9	0,94	0,89	0,85	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
10	0,92	0,85	0,81	0,79	0,78	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,74
11	0,90	0,81	0,76	0,73	0,72	0,71	0,70	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68
12	0,87	0,76	0,71	0,68	0,67	0,64	0,64	0,63	0,63	0,61	0,61	0,61

Ref.: *Inferidos de datos de campo colombianos

5.7.6.1.2.2.- Distribución del tránsito por sentidos

El valor máximo del volumen se encuentra cuando ambos carriles están saturados simultáneamente siendo así un caso rarísimo. El valor mínimo del volumen ocurre cuando todo el tránsito va en un sentido.

Tabla N° 5.65 Factores de corrección a la capacidad por distribución por sentidos (F_d)*

DISTRIBUCION POR SENTIDOS ASCENSO/DESCENSO (A/D)	PORCENTAJE DE ZONAS DE NO REBASE					
	0	20	40	60	80	100
50/50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
60/40	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85	0,83
70/30	0,82	0,80	0,78	0,76	0,74	0,71
80/20	0,75	0,72	0,70	0,67	0,65	0,63
90/100	0,69	0,66	0,64	0,61	0,58	0,56
100/00	0,64	0,61	0,58	0,56	0,53	0,50

Ref. *Tomados de un trabajo de grado de Arciniegas y Sepúlveda

5.7.6.1.2.3.- Anchos de carril y berma utilizable (F_{cb})

Este factor es menor a la unidad si el ancho de carril y berma son menores a las dimensiones ideales.

Tabla N° 5.66 Factores de corrección a la capacidad por efecto combinado del ancho de carril y berma (F_{cb})*

ANCHO UTILIZABLE DE LA BERMA (m)	ANCHO DE CARRIL (m)				
	3,65	3,50	3,30	3,00	2,70
1,80	1,00	0,99	0,98	0,96	0,92
1,50	0,99	0,99	0,98	0,95	0,91
1,20	0,99	0,98	0,97	0,95	0,91
1,00	0,99	0,98	0,97	0,94	0,90
0,50	0,98	0,97	0,96	0,93	0,89
0,00	0,97	0,96	0,95	0,92	0,88

Ref. *Tomados del Manual de capacidad de carreteras de los Estados Unidos (HCM)

5.7.6.1.2.4.- Presencia de vehículos pesados (F_p)

El factor " F_p ", convierte la capacidad en automóviles para condiciones estudiadas en capacidad en vehículos mixtos por hora (C_{60}), suponiendo que no hay variaciones aleatorias del volumen durante esa hora. El factor " F_p ", toma en cuenta las limitaciones visuales al sobrepaso de vehículos pesados.

C_{60} = Capacidad en vehículos mixtos por hora sin considerar variaciones aleatorias.

$$C_{60} = C_i \times F_{pe} \times F_d \times F_{cb} \times F_p \quad (5.49)$$

Tabla N° 5.67 Factores de corrección a la capacidad por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (F_p)*

PENDIENTE ASCENDENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
0	Todas	0,95	0,90	0,87	0,84	0,81	0,78
1	0,5	0,95	0,90	0,87	0,84	0,81	0,78
	1,0	0,94	0,89	0,86	0,83	0,80	0,77
	1,5	0,93	0,88	0,85	0,82	0,80	0,77
	2,0	0,92	0,87	0,85	0,82	0,79	0,76
	3,0	0,91	0,87	0,84	0,82	0,79	0,76
	4,0	0,91	0,87	0,84	0,81	0,78	0,75
	≥ 5	0,90	0,87	0,83	0,81	0,78	0,75
2	0,5	0,94	0,90	0,85	0,83	0,80	0,77
	1,0	0,93	0,88	0,85	0,82	0,79	0,76
	1,5	0,92	0,88	0,84	0,81	0,79	0,76
	2,0	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,75
	3,0	0,88	0,85	0,82	0,79	0,76	0,73
	4,0	0,87	0,84	0,81	0,78	0,75	0,72
	≥ 5	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,72
3	0,5	0,94	0,89	0,84	0,81	0,78	0,75
	1,0	0,92	0,87	0,83	0,80	0,77	0,75
	1,5	0,89	0,85	0,81	0,78	0,75	0,73
	2,0	0,87	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71
	3,0	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,70
	4,0	0,85	0,81	0,78	0,75	0,72	0,70
	≥ 5	0,84	0,80	0,78	0,75	0,72	0,69
4	1,0	0,89	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71
	1,5	0,84	0,81	0,77	0,74	0,72	0,69
	2,0	0,83	0,79	0,76	0,73	0,70	0,68
	3,0	0,82	0,78	0,75	0,71	0,68	0,66
	4,0	0,81	0,77	0,74	0,71	0,68	0,65
	≥ 5	0,80	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64
5	0,5	0,92	0,86	0,82	0,78	0,75	0,73
	1,0	0,85	0,80	0,77	0,74	0,71	0,69
	1,5	0,82	0,78	0,75	0,71	0,69	0,65
	2,0	0,80	0,77	0,73	0,70	0,67	0,63
	3,0	0,79	0,75	0,72	0,69	0,66	0,63
	4,0	0,78	0,74	0,71	0,68	0,65	0,62
	≥ 5	0,77	0,74	0,70	0,67	0,64	0,62

PENDIENTE ASCENDENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
6	0,5	0,90	0,84	0,79	0,76	0,73	0,70
	1,0	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67	0,65
	1,5	0,79	0,75	0,71	0,68	0,65	0,63
	2,0	0,77	0,74	0,70	0,67	0,64	0,62
	3,0	0,76	0,72	0,69	0,66	0,63	0,61
	4,0	0,75	0,72	0,68	0,65	0,63	0,60
	≥ 5	0,75	0,71	0,67	0,64	0,62	0,59
7	0,5	0,89	0,82	0,78	0,74	0,71	0,68
	1,0	0,78	0,74	0,71	0,67	0,64	0,61
	1,5	0,76	0,72	0,68	0,65	0,62	0,59
	2,0	0,74	0,70	0,67	0,63	0,60	0,57
	3,0	0,72	0,68	0,67	0,61	0,58	0,56
	4,0	0,71	0,67	0,64	0,60	0,57	0,55
	≥ 5	0,71	0,67	0,63	0,60	0,57	0,54
8	0,5	0,87	0,81	0,76	0,73	0,70	0,67
	1,0	0,76	0,72	0,68	0,65	0,62	0,59
	1,5	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,56
	2,0	0,71	0,67	0,63	0,60	0,57	0,53
	3,0	0,69	0,65	0,61	0,58	0,55	0,53
	4,0	0,68	0,64	0,60	0,57	0,54	0,52
	≥ 5	0,67	0,63	0,60	0,56	0,53	0,51
9	1,0	0,74	0,70	0,67	0,64	0,60	0,58
	1,5	0,71	0,67	0,64	0,60	0,57	0,55
	2,0	0,70	0,66	0,62	0,59	0,56	0,53
	3,0	0,68	0,64	0,60	0,57	0,54	0,51
	4,0	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50
	≥ 5	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52	0,50
10	0,5	0,83	0,76	0,72	0,68	0,65	0,63
	1,0	0,70	0,66	0,62	0,59	0,56	0,53
	1,5	0,68	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52
	2,0	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52	0,50
	3,0	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,49
	4,0	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
	≥ 5	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47

PENDIENTE ASCENDENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
11	0,5	0,79	0,72	0,68	0,65	0,62	0,59
	1,0	0,69	0,65	0,61	0,58	0,55	0,52
	1,5	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52	0,50
	2,0	0,64	0,60	0,57	0,54	0,51	0,48
	3,0	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
	4,0	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
	≥ 5	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,45
12	0,5	0,77	0,69	0,65	0,62	0,59	0,56
	1,0	0,66	0,62	0,59	0,55	0,52	0,50
	1,5	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
	2,0	0,62	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46
	3,0	0,61	0,57	0,53	0,50	0,48	0,45
	4,0	0,60	0,56	0,53	0,49	0,47	0,44
	≥ 5	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,43

Ref. *Tomado del trabajo de investigación de Herrera.

5.7.6.1.2.5.- Variaciones aleatorias del volumen de tránsito

Normalmente, el volumen horario en un sector uniforme debería ser menor que la capacidad, pero suele suceder que en ciertos momentos la demanda exceda la capacidad y produzca congestiones momentáneas que podrían prolongarse donde hay déficit de capacidad la cual se debe evitar, para ello, el método reduce la capacidad para tener en cuenta ese pico dentro de la hora.

Por tanto, la capacidad en vehículos mixtos (livianos y pesados) por hora considerando variaciones aleatorias (C_5), será:

$$C_5 = C_{60} \times \text{FHP} \quad (5.50)$$

El factor de hora pico o FHP, es un factor menor a la unidad que reduce la capacidad horaria en una magnitud igual al aumento aleatorio normal del volumen durante el periodo de 5 minutos de mayor demanda. Este factor puede estimarse de datos de campo o a partir de la tabla 5.68.

*Tabla N° 5.68 Factores de hora pico basados en periodos de 5 minutos suponiendo llegadas de vehículos aleatorias (FHP)**

VOLUMEN HORARIO TOTAL (C60) Veh/h	FACTOR DE HORA PICO
100	0,68
200	0,70
300	0,72
400	0,74
600	0,78
800	0,81
1000	0,84
1200	0,86
1400	0,89
1600	0,90
1800	0,92
2000	0,93
2200	0,95
2400	0,95
2600	0,96
2800	0,97
≥ 3000	0,97

*Ref.: *Valores obtenidos usando las distribuciones de poisson y binomial y calibrados por la Universidad Tecnológica y Pedagógica de Colombia (UPTC) – Tunja.*

5.7.6.2.- Cálculo del nivel de servicio

Para el cálculo del nivel de servicio, se debe tomar en cuenta:

- Principalmente la velocidad media de recorrido comprendido por vehículos ligeros y pesados.
- Y la utilización de la capacidad, que es igual al volumen horario de demanda entre capacidad C_{60} .

El cálculo del nivel de servicio parte de una velocidad para condiciones casi ideales y del uso de factores de corrección menores a la unidad para llegar a una velocidad representativa de las condiciones que se estudian.

Tenemos que la velocidad ideal es:

$$V_{ideal} = 83 \text{ Km/h} \quad (5.51)$$

5.7.6.2.1.- Características de vía y tránsito para el cálculo de la velocidad media para las condiciones que se estudian.

5.7.6.2.1.1.- Pendientes

Las pendientes pueden aumentar o disminuir la velocidad de los vehículos, dependiendo si son descendentes o ascendentes respectivamente. El método considera las pendientes ascendentes por ser las más críticas.

La velocidad de automóviles a flujo libre en condiciones ideales para una pendiente se denominará " V_i ", (ver tabla N° 5.69).

Tabla N° 5.69 Velocidad media ideal de automóviles a flujo libre en pendientes ascendentes (V_i)*

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

Ref. *Valores inferidos de datos de campo colombiano

5.7.6.2.1.2.- Utilización de la capacidad

La utilización de la capacidad hace uso de la relación del volumen con la capacidad C_{60} .

*Tabla N° 5.70 Factores de corrección al nivel de servicio por el efecto de la utilización de la capacidad (f_u)**

RELACION VOLUMEN/CAPACIDAD Q/C_{60}	FACTOR DE CORRECCION
0,1	0,99
0,2	0,98
0,3	0,96
0,4	0,92
0,5	0,87
0,6	0,82
0,7	0,75
0,8	0,68
0,9	0,59
1,0	0,50

Ref. *Inferidos de la relación volumen/velocidad determinada con datos de campo colombianos.

Por tanto:

$$V_l = V_i \times f_u \quad (5.52)$$

5.7.6.2.1.3.- Estado de la superficie de rodadura (f_{sr})

El estado del pavimento afecta más en la velocidad que en la capacidad, más aun cuando la velocidad a flujo libre aumenta, por tanto, a bajas velocidades su incidencia es nula. Para el uso de este factor de corrección, tomamos en cuenta la velocidad del vehículo, el índice de rugosidad interna (IRI), el área afectada y el nivel funcional al que pertenece el sector.

Tabla N° 5.71 Factores de corrección al nivel de servicio por el estado de la superficie de rodadura (f_{sr})*

VELOCIDAD (Km/h) V1	IRI > 6 mm/m	IRI 4 a 6 mm/m	IRI 2 a 4 mm/m
	AREA AFECTADA Mayor del 30%	AREA AFECTADA Del 15 al 30%	AREA AFECTADA Menor del 15 %
	Nivel Funcional 2	Nivel Funcional 3	Nivel Funcional 4 ó 5
20	1,00	1,00	1,00
30	0,99	0,99	1,00
40	0,97	0,98	1,00
50	0,93	0,95	1,00
60	0,88	0,92	0,98
70	0,81	0,87	0,97
80	0,73	0,82	0,96
90	0,63	0,75	0,94

Ref.*Valores preliminares inferidos de datos de campo colombianos

5.7.6.2.1.4.- Anchos de carril y berma

Las deficiencias de anchos de carril y berma influyen mas en la velocidad que en la capacidad, por esta razón se hace el uso del factor “ f_{cb} ” de la tabla N° 5.72.

Por tanto la velocidad a flujo restringido será:

$$V_2 = V_1 \times f_{sr} \times f_{cb} \quad (5.53)$$

Tabla N° 5.72 Factores de corrección al nivel de servicio por efecto combinado por el ancho de carril y berma (f_{cb})*

ANCHO UTILIZABLE EN LA BERMA (m)	ANCHO DE CARRIL (m)				
	3,65	3,50	3,30	3,00	2,70
1,80	1,00	0,97	0,93	0,85	0,73
1,50	0,98	0,95	0,91	0,83	0,71
1,20	0,96	0,93	0,89	0,81	0,70
1,00	0,95	0,92	0,88	0,80	0,69
0,50	0,91	0,88	0,84	0,76	0,66
0,00	0,88	0,85	0,81	0,73	0,63

Ref. *Interpolados de los valores del HCM.

Nota: Se han realizado mediciones de velocidades altas en anchos de carril superiores a 3,65 m ó bermas incorporadas a la calzada superiores a 1,80 m y con pavimento en buen estado.

5.7.6.2.1.5.- Presencia de vehículos pesados

Los vehículos pesados son más lentos y su presencia los retarda, este retardo depende de:

- La velocidad de los automóviles a flujo restringido (V_2).
- La inclinación y longitud de la pendiente del sector.
- Porcentaje de vehículos pesados.
- El volumen de tránsito en ambos sentidos.

El factor " f_p " para el efecto de los vehículos pesados será:

$$f_p = f_{p1} \times f_{p2} \quad (5.54)$$

Si: $f_p > 1$ entonces $f_p = 1$

Los factores " f_{p1} " y " f_{p2} " se tomarán de las tablas N° 5.73 y 5.74 respectivamente.

Finalmente la velocidad en tangente " V_3 " será:

$$V_3 = V_2 \times f_p \quad (5.55)$$

Tabla N° 5.73 Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (f_{p1})*

PEND. ASCEND. (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN Km/h (V2)					
		≥ 90	80	70	60	50	≤ 40
0	Todas	0,85	0,88	0,92	0,97	1,00	1,00
1	0,5	0,84	0,88	0,91	0,96	1,00	1,00
	1,0	0,80	0,84	0,89	0,95	1,00	1,00
	1,5	0,76	0,82	0,88	0,95	1,00	1,00
	2,0	0,75	0,82	0,88	0,95	1,00	1,00
	2,5	0,75	0,81	0,88	0,95	1,00	1,00
	3,0	0,75	0,81	0,88	0,95	1,00	1,00
	≥ 3,5	0,75	0,81	0,88	0,95	1,00	1,00
2	0,5	x	0,87	0,91	0,95	1,00	1,00
	1,0	x	0,82	0,87	0,93	1,00	1,00
	1,5	x	0,79	0,85	0,92	0,99	1,00
	2,0	x	0,79	0,84	0,92	0,98	1,00
	2,5	x	0,78	0,84	0,92	0,98	1,00
	3,0	x	0,77	0,84	0,92	0,98	1,00
	≥ 3,5	x	0,77	0,84	0,92	0,98	1,00
3	0,5	x	0,84	0,88	0,92	0,98	1,00
	1,0	x	0,79	0,84	0,89	0,97	1,00
	1,5	x	0,75	0,80	0,87	0,95	1,00
	2,0	x	0,74	0,80	0,80	0,95	1,00
	2,5	x	0,30	0,79	0,87	0,95	1,00
	≥ 3	x	0,73	0,79	0,86	0,95	1,00
4	0,5	x	0,82	0,86	0,91	0,97	1,00
	1,0	x	0,77	0,81	0,87	0,95	1,00
	1,5	x	0,72	0,77	0,84	0,92	1,00
	2,0	x	0,72	0,77	0,83	0,92	1,00
	2,5	x	0,71	0,76	0,83	0,91	1,00
	3,0	x	0,71	0,75	0,82	0,91	1,00
	≥ 3,5	x	0,70	0,74	0,82	0,91	1,00

Tabla N° 5.73 Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (f_{p1})* (Continuación)

PEND. ASCEND. (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN Km/h (V2)						
		≥ 80	70	60	50	40	30	≤ 20
5	0,5	0,81	0,85	0,89	0,95	1,00	1,00	1,00
	1,0	0,70	0,76	0,81	0,89	0,99	1,00	1,00
	1,5	0,68	0,73	0,79	0,87	0,97	1,00	1,00
	2,0	0,67	0,72	0,78	0,86	0,97	1,00	1,00
	2,5	0,66	0,71	0,77	0,86	0,96	1,00	1,00
	3,0	0,66	0,71	0,77	0,85	0,96	1,00	1,00
	≥ 3,5	0,66	0,70	0,76	0,85	0,95	1,00	1,00
6	0,5	0,75	0,79	0,84	0,90	0,98	1,00	1,00
	1,0	0,64	0,69	0,75	0,82	0,92	1,00	1,00
	1,5	0,60	0,67	0,73	0,80	0,90	1,00	1,00
	2,0	0,62	0,67	0,72	0,80	0,90	1,00	1,00
	2,5	0,62	0,66	0,71	0,79	0,90	1,00	1,00
	3,0	0,62	0,66	0,71	0,79	0,90	1,00	1,00
	≥ 3,5	0,61	0,66	0,71	0,78	0,89	1,00	1,00
7	0,5	0,72	0,76	0,81	0,86	0,94	1,00	1,00
	1,0	0,61	0,65	0,70	0,76	0,87	1,00	1,00
	1,5	0,60	0,63	0,69	0,75	0,85	0,99	1,00
	2,0	0,59	0,63	0,68	0,74	0,84	0,98	1,00
	2,5	0,59	0,62	0,67	0,73	0,83	0,97	1,00
	3,0	0,59	0,62	0,67	0,73	0,83	0,97	1,00
	3,5	0,59	0,62	0,67	0,73	0,83	0,97	1,00
	≥ 4	0,58	0,61	0,66	0,73	0,82	0,96	1,00
8	0,5	0,68	0,72	0,77	0,82	0,90	1,00	1,00
	1,0	0,58	0,61	0,65	0,72	0,80	0,95	1,00
	1,5	0,57	0,60	0,64	0,70	0,78	0,92	1,00
	2,0	0,56	0,59	0,63	0,69	0,77	0,91	1,00
	2,5	0,56	0,59	0,63	0,68	0,76	0,90	1,00
	3,0	0,56	0,59	0,62	0,68	0,76	0,89	1,00
	3,5	0,56	0,58	0,62	0,68	0,75	0,89	1,00
	4,0	0,56	0,58	0,62	0,67	0,75	0,89	1,00
	≥ 4,5	0,55	0,58	0,62	0,67	0,75	0,89	1,00

Tabla N° 5.73 Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (f_{p1}) * (Continuación)

PEND. ASCEND. (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN Km/h (V2)						
		≥ 70	60	50	40	30	20	≤ 10
9	0,5	0,65	0,70	0,75	0,83	0,95	1,00	1,00
	1,0	0,57	0,61	0,66	0,74	0,86	1,00	1,00
	1,5	0,56	0,59	0,64	0,72	0,83	1,00	1,00
	2,0	0,56	0,59	0,63	0,71	0,82	1,00	1,00
	2,5	0,55	0,58	0,63	0,70	0,81	1,00	1,00
	3,0	0,55	0,58	0,62	0,70	0,81	1,00	1,00
	3,5	0,55	0,58	0,62	0,69	0,81	1,00	1,00
	≥ 4	0,55	0,57	0,62	0,69	0,80	1,00	1,00
10	0,5	0,61	0,65	0,71	0,79	0,91	1,00	1,00
	1,0	0,55	0,58	0,62	0,69	0,80	1,00	1,00
	1,5	0,53	0,57	0,61	0,67	0,77	0,97	1,00
	2,0	0,52	0,55	0,59	0,65	0,76	0,95	1,00
	2,5	0,52	0,55	0,59	0,65	0,75	0,94	1,00
	3,0	0,52	0,55	0,59	0,64	0,74	0,93	1,00
	3,5	0,52	0,55	0,58	0,64	0,74	0,93	1,00
	≥ 4	0,51	0,54	0,58	0,63	0,73	0,92	1,00
11	0,5	x	0,60	0,65	0,73	0,85	1,00	1,00
	1,0	x	0,55	0,59	0,64	0,74	0,93	1,00
	1,5	x	0,53	0,57	0,62	0,71	0,88	1,00
	2,0	x	0,52	0,56	0,61	0,69	0,86	1,00
	2,5	x	0,52	0,55	0,60	0,68	0,85	1,00
	3,0	x	0,51	0,55	0,60	0,68	0,84	1,00
	3,5	x	0,51	0,55	0,59	0,67	0,84	1,00
	≥ 4	x	0,51	0,54	0,59	0,67	0,83	1,00

Tabla N° 5.73 Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (f_{p1})* (Continuación)

PEND. ASCEND. (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN Km/h (V2)					
		≥ 60	50	40	30	20	≤ 10
12	0,5	0,55	0,59	0,65	0,75	0,94	1,00
	1,0	0,51	0,54	0,60	0,67	0,83	1,00
	1,5	0,5	0,53	0,58	0,65	0,79	1,00
	2,0	0,49	0,52	0,57	0,63	0,78	1,00
	2,5	0,49	0,52	0,56	0,63	0,77	1,00
	3,0	0,49	0,51	0,56	0,62	0,75	1,00
	3,5	0,48	0,51	0,55	0,62	0,75	1,00
	4,0	0,48	0,51	0,55	0,62	0,75	1,00
	≥ 4,5	0,48	0,51	0,55	0,61	0,74	1,00

Ref. *Tabla basada en el trabajo de investigación por Herrera. Se ha calculado suponiendo un volumen de 400 vehículos/h en ambos sentidos y 30% de vehículos pesados. Los factores de corrección para otras condiciones se obtienen multiplicando estos valores por los factores de la tabla N° 5.74

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

Tabla N° 5.74 Factores de corrección a los factores de la tabla N° 5.73 por la presencia de vehículos pesados (f_{p2})*

PORCENTAJE DE VEHICULOS PESADOS	VOLUMEN EN AMBOS SENTIDOS (Veh/h)								
	≤ 50	100	200	300	400	500	600	800	≥ 1000
0	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
10	1,07	1,07	1,07	1,07	1,06	1,05	1,04	1,02	1,00
20	1,04	1,04	0,93	1,03	1,02	1,01	0,99	0,97	0,96
30	1,02	1,01	1,00	1,00	1,00	0,98	0,97	0,96	0,95
40	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,94	0,94
50	0,98	0,97	0,95	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
60	0,95	0,94	0,93	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
70	0,93	0,92	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
80	0,92	0,91	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
90	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
100	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88

Ref. *Basada en el trabajo de investigación realizada por Herrera

5.7.6.2.1.6.- Curvatura

Para tener en cuenta la curvatura hay que comparar la velocidad en tangente “ V_3 ”, con la máxima velocidad media “ V_c ” que permite la curva más cerrada en el sector que se estudia. El valor máximo de “ V_c ” aparece en la tabla N° 5.75.

- Si: $V_3 \leq V_c$, entonces $V = V_3$
- Si: $V_3 > V_c$, entonces calcular “ V ” tomando en cuenta la longitud del sector que se detallara en el siguiente subtitulo.

Tabla N° 5.75 Velocidad máxima que permite la curva más cerrada del sector (V_c)*

RADIO DE CURVATURA (m)	VELOCIDAD MAXIMA (Km/h) **
20	37
40	45
60	51
80	54
100	57
150	62
200	66
300	71
400	74
500	77

Ref: *Se supone que la curva tiene peralte adecuado.

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

5.7.6.2.1.7.- Cálculo de la velocidad media cuando la curvatura la limita

Este cálculo pretende examinar el efecto de la curva más cerrada a lo largo del sector estudiado. A partir de las velocidades V_3 y V_c , se hallan los tiempos necesarios para recorrer las tangentes y la curva para acelerar y decelerar.

Finalmente, con estos datos se determina la velocidad promedio “ V ”.

- Longitud de curva:

$$L_c = \frac{R \times D_f \times \pi}{180} \quad (5.56)$$

Donde: D_f = Deflexión de la curva.

R = Radio de la curva.

- Longitud de acelerado y decelerado:

$$L_{da} = 130 + L_c \quad (5.57)$$

Donde: L_c = Longitud de curva

- Recorrido con velocidad " V_3 ":

$$L_3 = 1000 \times L - L_{da} \quad (5.58)$$

Donde: L = Longitud del sector

L_{da} Longitud de acelerado y decelerado

i) Si $L_3 \leq 0$, entonces:

$$\therefore \text{La velocidad media} = V_c$$

ii) Si $L_3 > 0$, entonces:

El tiempo de velocidad " V_3 " será:

$$T_3 = 3,6 \times \frac{L_3}{V_3} \quad (5.59)$$

Tiempo de acelerado y decelerado:

$$T_{da} = T_{d1} + T_{d2} + T_{d3} \quad (5.60)$$

Donde:

$$T_{d1} = \frac{\left\{ -0,278V_3 + \left(0,077 \times V_3^2 - 49,40 \right)^{1/2} \right\} \times 2}{-0,19} \quad (5.61)$$

$$T_{d2} = \frac{\left\{ -0,267V_3 + \left(0,071 \times V_3^2 - 0,60 \times L_c \right)^{1/2} \right\}}{-0,30} \quad (5.62)$$

$$T_{d3} = \frac{\left\{ -0,256V_3 + \left(0,065 \times V_3^2 + 0,20 \times L_c \right)^{1/2} \right\}}{0,10} \quad (5.63)$$

Tiempo total de recorrido:

$$T = T_3 + T_{da} \quad (5.64)$$

Por tanto, la velocidad media será:

$$V = 3600 \times \frac{L}{T} \quad (5.65)$$

Una vez conocida la velocidad media se determina el nivel de servicio a través de la tabla N° 5.76 que toma en cuenta el tipo de terreno para determinar el nivel de servicio.

*Tabla N° 5.76 Velocidades en Km/h que determinan los niveles de servicio por tipo de terreno**

TIPO DE TERRENO (Pendiente Longitudinal)	NIVELES DE SERVICIO					
	A	B	C	D	E	F
Plano (< 3%)	> 83	72 – 83	62 – 72	52 – 62	42 – 52	≤ 42
Ondulado (≥ 3 - < 6%)	> 68	59 – 68	51 – 59	43 – 51	34 – 43	≤ 34
Montañoso (≥ 6 - < 8%)	> 52	45 – 52	39 – 45	33 – 39	26 – 33	≤ 26
Escarpado (≥ 8%)	> 36	31 – 36	27 – 31	23 – 27	18 – 23	≤ 18

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

Para mayor comodidad en el cálculo de la capacidad y niveles de servicio se presentan a continuación la Hoja de Trabajo N° 1 y la Hoja de Trabajo N° 2.

CARRETERAS DE DOS CARRILES
DETERMINACION DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO
METODO DEL M.O.P.T DE COLOMBIA
HOJA DE TRABAJO N° 1

TRAMO: _____ SECTOR: _____ SECTOR TIPICO: _____
 NOMBRE: _____ CRITICO: _____
 CALCULO REVISO: _____ FECHA: _____

1.- DATOS GEOMETRICOS Y DE TRANSITO

BERMA	m	TIPO DE TERRENO (P, O, M, E): _____
CALZADA	m	PENDIENTE: _____ % LONGITUD: _____ Km.
	m	RADIO DE LA CURVA MAS CERRADA: _____ m.
BERMA	m	DEFLEXION DE LA CURVA (grados): _____

ESTADO SUPERFICIE DE RODADURA: IRI _____ (mm/m) ó ÁREA AFECTADA _____ % ó N.F. _____ (1 a 5)

VOLUMEN TOTAL EN AMBOS SENTIDOS (Q): _____ Veh/h

DISTRIBUCION POR SENTIDOS (ASCENSO/DESCENSO): _____ / _____ %

COMPOSICION DEL TRANSITO: A: _____ % B: _____ % C: _____ % B+C: _____ %

ZONAS DE NO REBASE: _____ %

2.- CALCULO DE LA CAPACIDAD (C60 Y C5)

Fpe Tabla N° 5,64	x	Fd Tabla N° 5,65	x	Fcb Tabla 5,66	x	Fp Tabla 5,67	x	Ci (Veh/h)	=	C60 (veh/h)

C60 (Veh/h)	x	FHP Tabla 5,68	=	C5 (Veh/h)

Q	/	C60	=	Q/C60

Q	/	C5	=	Q/C5

3.- CALCULO DEL NIVEL DE SERVICIO

Vi Tabla N° 5,69	x	fu Tabla N° 5,70	=	V1 (Km/h)	x	fsr Tabla N° 5,71	x	fcb Tabla 5,72	=	V2 Km/h	(1)

fp1 Tabla N° 5,73	x	fp2 Tabla 5,74	=	fp	x	V2 de (1)	=	V3 Km/h	(2)	Vc (Km/h) Tabla N° 5,75

↑ Comparar ↑

Si fp > 1 entonces fp = 1

Si V3 ≤ Vc, entonces V = V3	De (2)	V (De 2 ó 3)	NIVEL DE SERVICIO Tabla N° 5,76
Si V3 > Vc, Calcular V con la Hoja de Trabajo N° 2	(3)		

<u>CARRETERAS DE DOS CARRILES</u> <u>DETERMINACION DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO</u> <u>VELOCIDAD MEDIA CUANDO LA CURVATURA LA LIMITA</u> <u>METODO DEL M.O.P.T DE COLOMBIA</u> <u>HOJA DE TRABAJO N° 2</u>				
DESCRIPCION DE VARIABLE	PROCEDENCIA	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
LONGITUD DEL SECTOR	Hoja de Trabajo N°1	L =		Km
DEFLEXION DE LA CURVA	Hoja de Trabajo N°1	Df =		°
VELOCIDAD DE TANGENTE	Hoja de Trabajo N°1	V3 =		Km/h
RADIO DE LA CURVA	Hoja de Trabajo N°1	R =		m
LONGITUD DE CURVA	$(R * Df * \pi) / 180$	Lc =		m
LONGITUD ACELERANDO Y DECELERANDO	130 + Lc	Lda =		m
RECORRIDO CON VELOCIDAD "V3"	$(1000 * L) - Lda$	L3=		m
SI $L3 \leq 0$	Velocidad Media = Vc	V =		Km/h
Si $L3 > 0$; entonces proseguir los calculos.				
TIEMPO DE VELOCIDAD "V3"	$3,6 * (L3/V3)$	T3 =		Seg.
TIEMPO DECELERADO Y ACELERADO	$T_{d1} = \frac{\left\{ -0,278V_3 + \left(0,077 \times V_3^2 - 49,40 \right)^{1/2} \right\} \times 2}{-0,19}$	Td1 =		Seg.
	$T_{d2} = \frac{\left\{ -0,267V_3 + \left(0,071 \times V_3^2 - 0,60 \times L_c \right)^{1/2} \right\}}{-0,30}$	Td2 =		Seg.
	$T_{d3} = \frac{\left\{ -0,256V_3 + \left(0,065 \times V_3^2 + 0,20 \times L_c \right)^{1/2} \right\}}{0,10}$	Td3 =		Seg.
	$T_{da} = T_{d1} + T_{d2} + T_{d3}$	Tda =		Seg.
TIEMPO TOTAL DE RECORRIDO	T3 + Tda	T =		Seg.
VELOCIDAD MEDIA	$3600 * (L/T)$	V =		Km/h

5.7.7.- PROBLEMAS RESUELTOS**Ej. 5.1.** Tramo: Cochabamba – Oruro

Sector: Kayhuasi – Caracollo

Ancho de Calzada: 7.16 m

Ancho de Berma: 1.75 m

Tipo de Terreno: Plano:

Pendiente: 0%

Longitud de Pendiente: 2 Km.

Radio de la curva más cerrada: 50 m.

Deflexión de la curva: 22,928 °

Estado de superficie de rodadura: IRI= 3 mm/m

Área afectada: 15 %

Nivel de funcionalidad: 4

Volumen total en ambos sentidos: 247 Veh/h

Distribución por sentidos (Ascenso / Descenso): 50/50 %

Automóviles: 60%

Vehículos Pesados: 40 %

Zonas de no rebase: 10%

Determine la capacidad y nivel de servicio.

Solución:

CARRETERAS DE DOS CARRILES DETERMINACION DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO METODO DEL M.O.P.T DE COLOMBIA HOJA DE TRABAJO N° 1							
TRAMO: <u>Cochabamba-Oruro</u>		SECTOR: <u>Kayhuasi-Caracoll</u>		SECTOR TIPICO: <u>181+000</u>			
NOMBRE: <u>Juan Jose Cartagena</u>				CRITICO: _____			
CALCULO REVISOR: <u>Docente</u>				FECHA: <u>Agosto-29-2006</u>			
1.- DATOS GEOMETRICOS Y DE TRANSITO							
BERMA	1,75m	TIPO DE TERRENO (P, O, M, E): <u>Plano (P)</u>					
CALZADA	7,16m	PENDIENTE: <u>0 %</u>		LONGITUD: <u>2</u> Km.			
BERMA	1,75m	RADIO DE LA CURVA MAS CERRADA: <u>50</u> m.					
		DEFLEXION DE LA CURVA (grados): <u>22,928 °</u>					
ESTADO SUPERFICIE DE RODADURA: IRI <u>3</u> (mm/m) ó ÁREA AFECTADA <u>15</u> % ó N.F. <u>4</u> (1 a 5)							
VOLUMEN TOTAL EN AMBOS SENTIDOS (Q): <u>247</u> Veh/h							
DISTRIBUCION POR SENTIDOS (ASCENSO/DESCENSO): <u>50 / 50</u> %							
COMPOSICION DEL TRANSITO: A: <u>60</u> % B: _____ % C: _____ % B+C: <u>40</u> %							
ZONAS DE NO REBASE: <u>10</u> %							
2.- CALCULO DE LA CAPACIDAD (C60 Y C5)							
Fpe	x	Fd	x	Fcb	x	Fp	x
Tabla N° 5,64	x	Tabla N° 5,65	x	Tabla 5,66	x	Tabla 5,67	x
1	x	1	x	0,994	x	0,84	x
				Ci	=	C60	
				(Veh/h)	=	C60	
				3200	=	2672	
C60	x	FHP	=	C5			
(Veh/h)	x	Tabla 5,68	=	(Veh/h)			
2672	x	0,9636	=	2575			
Q	/	C60	=	Q/C60			
247	/	2672	=	0,092			
					Q	/	C5
					247	/	2575
					=	Q/C5	
					0,096		
3.- CALCULO DEL NIVEL DE SERVICIO							
Vi	x	fu	=	V1	x	fsr	x
Tabla N° 5,69	x	Tabla N° 5,70	=	(Km/h)	x	Tabla N° 5,71	x
90	x	0,99	=	89,1	x	0,942	x
				fcb	=	V2 (1)	
				Tabla 5,72	=	Km/h	
				0,9827	=	82,48	
fp1	x	fp2	=	fp	x	V2	=
Tabla N° 5,73	x	Tabla 5,74	=	fp	x	de (1)	=
0,8726	x	0,9753	=	0,851	x	82,48	=
				V3	=	Vc (Km/h)	
				Km/h	=	Tabla N° 5,75	
				70,19	=	48,5	
↑ Comparar ↑							
Si fp > 1 entonces fp = 1							
Si V3 ≤ Vc, entonces V = V3						De (2)	V
						(De 2 ó 3)	NIVEL DE SERVICIO
Si V3 > Vc, Calcular V con la Hoja de Trabajo N° 2						(3)	65
						C	Tabla N° 5,76

CARRETERAS DE DOS CARRILES				
DETERMINACION DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO				
VELOCIDAD MEDIA CUANDO LA CURVATURA LA LIMITA				
METODO DEL M.O.P.T DE COLOMBIA				
HOJA DE TRABAJO N° 2				
DESCRIPCION DE VARIABLE	PROCEDENCIA	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
LONGITUD DEL SECTOR	Hoja de Trabajo N°1	L =	2	Km
DEFLEXION DE LA CURVA	Hoja de Trabajo N°1	Df =	22,928	°
VELOCIDAD DE TANGENTE	Hoja de Trabajo N°1	V3 =	70,19	Km/h
RADIO DE LA CURVA	Hoja de Trabajo N°1	R =	50	m
LONGITUD DE CURVA	$(R * Df * \pi) / 180$	Lc =	20	m
LONGITUD ACELERANDO Y DECELERANDO	130 + Lc	Lda =	150	m
RECORRIDO CON VELOCIDAD "V3"	$(1000 * L) - Lda$	L3=	1850	m
SI $L3 \leq 0$	Velocidad Media = Vc	V =	-----	Km/h
	Si $L3 > 0$; entonces proseguir los calculos.			
TIEMPO DE VELOCIDAD "V3"	$3,6 * (L3/V3)$	T3 =	94,88	Seg.
TIEMPO DECELERADO Y ACELERADO	$T_{d1} = \frac{\left\{ -0,278V_3 + \left(0,077 \times V_3^2 - 49,40 \right)^{1/2} \right\} \times 2}{-0,19}$	Td1 =	14,19	Seg.
	$T_{d2} = \frac{\left\{ -0,267V_3 + \left(0,071 \times V_3^2 - 0,60 \times L_c \right)^{1/2} \right\}}{-0,30}$	Td2 =	1,21	Seg.
	$T_{d3} = \frac{\left\{ -0,256V_3 + \left(0,065 \times V_3^2 + 0,20 \times L_c \right)^{1/2} \right\}}{0,10}$	Td3 =	0,38	Seg.
	$T_{da} = T_{d1} + T_{d2} + T_{d3}$	Tda =	15,78	Seg.
TIEMPO TOTAL DE RECORRIDO	$T3 + Tda$	T =	110,66	Seg.
VELOCIDAD MEDIA	$3600 * (L/T)$	V =	65	Km/h

CAPITULO 6.

TEORIA DE FILAS

6.1.- DEMORAS Y FILAS ASOCIADAS

El congestionamiento se debe a que en los periodos de máxima demanda, la velocidad del flujo vehicular va reduciendo logrando que el sistema tienda a saturarse dando origen a las demoras y filas asociadas.

Las demoras y las filas son fenómenos de espera que es resultado del congestionamiento y esta asociado a muchos problemas de tránsito, por lo general, las demoras se debe a la variabilidad del flujo de tránsito. Para el análisis de este fenómeno se hace uso de algoritmos y modelos matemáticos.

El servicio prestado en una o mas estaciones para cada llegada toma cierto tiempo o demora lo cual da origen a las filas.

Se define la fila, como el número de vehículos que esperan ser servidos, sin incluir aquellos que están siendo atendidos.

6.1.1.- CAUSAS POR LAS QUE SE GENERA UNA DEMORA

El flujo vehicular puede ser interrumpido por:

a) Dispositivos de control de tránsito. Como ser:

- Semáforos.
- Señales de ALTO.
- Señales de CEDA EL PASO.

b) La corriente vehicular en situaciones de flujo vehicular continuo. Como ser:

- Demoras periódicas que ocurren corriente arriba de “Cuellos de Botella”.
- Demoras no periódicas debido a los accidentes, vehículos descompuestos, cierres eventuales de un carril o calzada.

6.1.2.- CAUSAS POR LAS QUE SE GENERA UNA FILA

Se genera una fila cuando los usuarios (vehículos) llegan a una estación de servicio cualquiera, ya sea:

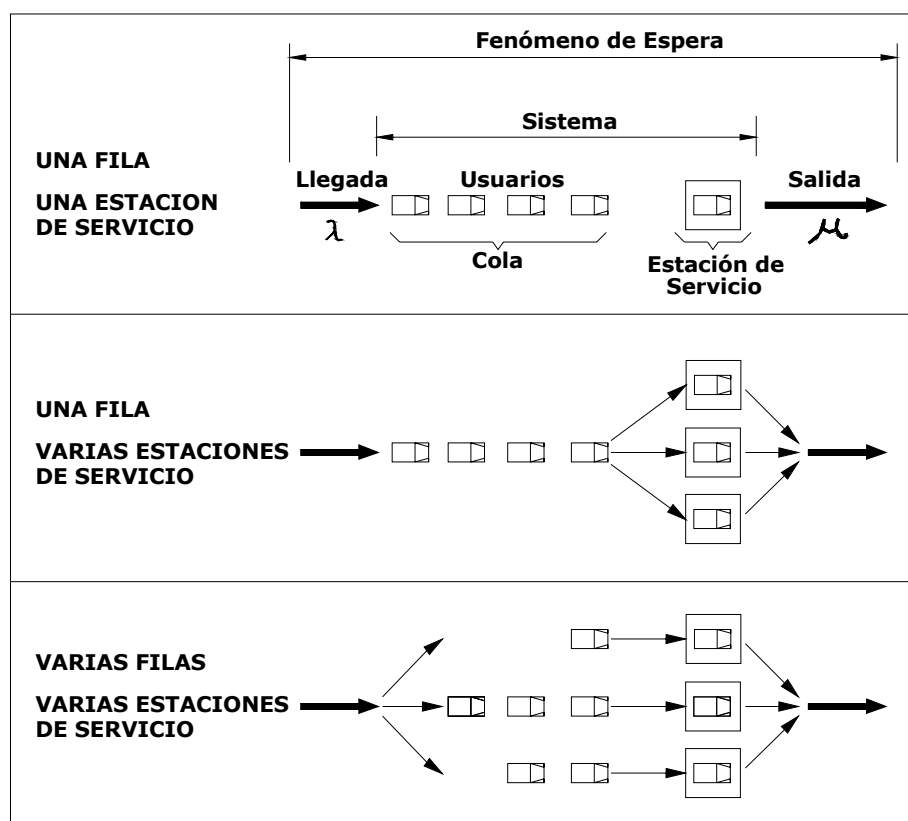
- Un estacionamiento.
- Una intersección con semáforo o no.
- Un “Cuello de Botella”.
- Un enlace de entrada a una Autopista.
- Un carril especial de vuelta.

6.2.- TIPOS DE FILA

Los tipos de fila pueden ser:

- Una fila y una estación de servicio.
- Una fila y varias estaciones de servicio.
- Varias filas y varias estaciones de servicio.

En la figura 6.1 se muestra esquemáticamente diversos sistemas de filas de espera



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 6.1 Tipos de fila

6.3.- ELEMENTOS QUE CARACTERIZAN A LA FILA

Los vehículos llegan al sistema a una tasa de llegadas λ . Entran a la estación de servicio si esta desocupada, donde son atendidos a una tasa media de servicio μ , equivalente a la tasa de salidas. Si la estación de servicio esta ocupada se forman en la cola a esperar ser atendidos. Este proceso descrito esta conformado por los siguientes elementos que presenta la fila:

6.3.1.- LAS LLEGADAS (DEMANDAS) O CARACTERISTICAS DE ENTRADA

- La separación promedio entre dos llegadas tendrá una tasa o rata de llegada igual a “ λ ”.
- Pueden ser expresadas en términos de tasas de flujo (vehículos/hora) o intervalos de tiempo (segundos/vehículo).
- El intervalo promedio entre arribos consecutivos es igual a $\frac{1}{\lambda}$.
- Su distribución será la de Poisson.
- Tendrá una llegada libre.

6.3.2.- LOS SERVICIOS (CAPACIDAD) O CARACTERISTICAS DE SALIDA

- La tasa o rata de servicios es igual a “ μ ”.
- Pueden ser expresadas en términos de tasas de flujo (vehículos/hora) o intervalos de tiempo (segundos/vehículo).
- El tiempo promedio de un servicio es igual a $\frac{1}{\mu}$.
- Su distribución será exponencial.

6.3.3.- EL PROCEDIMIENTO DE SERVICIO O DISCIPLINA DE LA COLA

El procedimiento consiste en el orden en el cual se van atender las unidades, es decir, el que llega primero es atendido primero.

6.4.- ANALISIS PROBABILISTICO DE LINEAS DE ESPERA

El análisis que se presentara a continuación es solo para condiciones en “*Estado Estacionario*”, esto quiere decir, que las relaciones a usar solamente se aplicaran cuando

los patrones de llegadas y servicios se sostienen por largos periodos, por tanto, no se puede aplicar a situaciones de máxima demanda en las cuales los flujos de llegadas “ λ ” excedan la capacidad en estado estacionario “ μ ”. Entonces, se dice que $\lambda < \mu$ para tener condiciones de flujo en estado estacionario.

6.4.1.- SISTEMA DE LINEAS DE ESPERA CON UNA ESTACION DE SERVICIO

Las características de este tipo de líneas de espera son:

- La presencia de una sola estación de servicio.
- Llegadas de acuerdo a una distribución Poisson.
- Tiempos de servicio exponenciales.
- Disciplina de servicio “*El que llega primero es atendido primero*”.

Factor de Congestión o Factor de Carga (ρ):

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu} < 1 \quad (6.1)$$

Probabilidad de tener exactamente “ n ” vehículos o unidades en el mismo sistema ($P_{(n)}$):

$$P_{(n)} = \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^n \times \left(1 - \frac{\lambda}{\mu} \right) \quad (6.2)$$

Número promedio de unidades en el sistema (\bar{n} o E_n):

$$E_n = \frac{\rho}{1 - \rho} \quad (6.3)$$

$$\bar{n} = E_n = \frac{\lambda}{\mu - \lambda} \quad (6.4)$$

Número promedio de unidades en fila o longitud promedio de la línea de espera (\bar{Q} o E_m):

$$\bar{Q} = E_m = \frac{\rho^2}{1 - \rho} \quad (6.5)$$

$$\bar{Q} = \frac{\lambda^2}{\mu \times (\mu - \lambda)} \quad (6.6)$$

Tiempo promedio de espera en la fila de espera o tiempo promedio en fila o tiempo de espera (\bar{t}_q o E_w):

$$\bar{t}_q = E_w = \frac{\lambda}{\mu \times (\mu - \lambda)} \quad (6.7)$$

Tiempo promedio gastado en el sistema (\bar{t}_s o E_v):

$$\bar{t}_s = E_v = \frac{1}{\mu - \lambda} \quad (6.8)$$

Porcentaje de utilización del servicio (P):

$$P = \frac{\lambda}{\mu} \times 100 \quad (6.9)$$

Porcentaje de encontrar el sistema inactivo (I):

$$I = \left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times 100 \quad (6.10)$$

Probabilidad de tener que gastar un tiempo “ t ” en el sistema ($P_{(t)}$)

$$P_{(t)} = (\mu - \lambda) \times e^{(\lambda - \mu) \times t} \quad (6.11)$$

Probabilidad de tener que gastar un tiempo “ t ” o menos en el sistema ($p_{(t_s \leq t)}$):

$$p_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-\left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times (\mu \times t)} \quad (6.12)$$

Probabilidad de tener que esperar un tiempo “t” o menos en la línea de espera ($p_{(t_q \leq t)}$):

$$p_{(t_q \leq t)} = 1 - \frac{\lambda}{\mu} \times e^{-\left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times (\mu \times t)} \quad (6.13)$$

6.4.2.- SISTEMA DE LINEAS DE ESPERA CON VARIAS ESTACIONES DE SERVICIO

Las características de este tipo de líneas de espera son:

- La presencia de varias estaciones de servicio.
- Llegadas de acuerdo a una distribución Poisson.
- Tiempos de servicio exponenciales.
- Disciplina de servicio “El primer vehículo se mueve hacia la primera estación de servicio vacante”.
- “k” es el número de estaciones de servicios disponibles.
- La condición para que la fila no sea infinita es: $\lambda < \mu * k$

Probabilidad de tener cero vehículos en el sistema ($P_{(0)}$):

$$p_{(0)} = \frac{1}{\left[\sum_{n=0}^{k-1} \frac{1}{n!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \right] + \left[\frac{1}{k!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^k \times \frac{(k \times \mu)}{(k \times \mu) - \lambda} \right]} \quad (6.14)$$

Probabilidad de tener exactamente “n” vehículos en el sistema ($P_{(n)}$):

$$\text{para } 0 < n < k \quad p_{(n)} = \frac{1}{n!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \times P_{(0)} \quad (6.15)$$

$$\text{para } n \geq k \quad p_{(n)} = \frac{1}{k! \times k^{n-k}} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \times P_{(0)} \quad (6.16)$$

Número promedio en fila o unidades promedio o longitud promedio de la fila (\bar{Q} o E_m)

$$\bar{Q} = E_m = \frac{\lambda \times \mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \quad (6.17)$$

Número promedio de vehículos en el sistema o unidades promedio (\bar{n} o E_n):

$$\bar{n} = E_n = \left[\frac{\lambda \times \mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \right] + \frac{\lambda}{\mu} \quad (6.18)$$

$$\bar{n} = \bar{Q} + \frac{\lambda}{\mu} \quad (6.19)$$

Tiempo promedio en fila o tiempo de desespero o tiempo promedio de espera en la fila de espera (t_q o E_w):

$$E_w = \frac{\mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \quad (6.20)$$

Tiempo promedio gastado en el sistema (t_s o E_v):

$$E_v = \left[\frac{\mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \right] + \frac{1}{\mu} \quad (6.21)$$

$$\bar{t}_s = \bar{t}_q + \frac{1}{\mu} \quad (6.22)$$

Probabilidad de tener que esperar en la fila ($P_{(n \geq k)}$):

$$P_{(n \geq k)} = \sum_{n=k}^{\infty} P_{(n)} = \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^k \times \frac{P_{(0)}}{k! \times \left(1 - \frac{\lambda}{\mu \times k} \right)} \quad (6.23)$$

Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” o menos en el sistema ($P_{(t_s \leq t)}$):

$$P_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-\mu \times t} \times \left\{ 1 + \frac{P_{(n \geq k)}}{k} \times \frac{1 - e^{-\mu \times k \times t \times \left[1 - \left(\frac{\lambda}{\mu \times k} \right) - \frac{1}{k} \right]}}{1 - \frac{\lambda}{\mu \times k} - \frac{1}{k}} \right\} \quad (6.24)$$

6.5.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 6.1.- A una caseta de cobro de una carretera llegan los vehículos a una tasa de 480 vehículos por hora, la cual puede atender una máximo de 520 vehículos por hora. Se quiere determinar las relaciones que caracterizan este fenómeno de espera, si se presta el servicio máximo.

Datos

Sistema de líneas de espera con una estación de servicio.

Tasa de llegadas (λ): 480 vehículos/hora.

Tasa de servicios (μ): 520 vehículos/hora.

Solución:

$\lambda < \mu$ cumple para tener condiciones de flujo en estado estacionario.

$$\lambda = 480 \text{ [veh/h]} \times \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 0,133 \text{ [veh/s]}$$

$$\mu = 520 \text{ [veh/h]} \times \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 0,144 \text{ [veh/s]}$$

- Factor de Congestión o Factor de Carga (ρ):

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu} = \frac{480}{520}$$

$$\boxed{\rho = 0,9231 < 1} \text{ OK!}$$

- Probabilidad de tener exactamente “n” vehículos o unidades en el mismo sistema ($P_{(n)}$):

n = número de vehículos que están siendo servidos más los que esperan en la cola.

$$P_{(n)} = \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \times \left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) = \left(\frac{480}{520}\right)^n \times \left(1 - \frac{480}{520}\right)$$

Supongamos tener exactamente 12 vehículos en el sistema. ¿Cual sería su probabilidad?

Por lo tanto: $n = 12$

$$P_{(n)} = \left(\frac{480}{520}\right)^{12} \times \left(1 - \frac{480}{520}\right)$$

$$P_{(12)} = 0,029 = 2,9 \%$$

- Número promedio de unidades en el sistema (\bar{n} o E_n):

$$E_n = \frac{\rho}{1-\rho} = \frac{0,9231}{1-0,9231}$$

$$E_n = 12 \text{ [veh]}$$

ó también

$$\bar{n} = E_n = \frac{\lambda}{\mu - \lambda} = \frac{480}{520 - 480}$$

$$\bar{n} = E_n = 12 \text{ [veh]}$$

De estos 12 vehículos en el sistema, 1 está siendo servido y 11 esperan en la fila.

- Número promedio de unidades en fila o longitud promedio de la línea de espera (\bar{Q} o E_w):

$$\bar{Q} = E_m = \frac{\rho^2}{1-\rho} = \frac{0,9231^2}{1-0,9231}$$

$$\bar{Q} = E_m = 11 \text{ [veh]}$$

ó también

$$\bar{Q} = \frac{\lambda^2}{\mu \times (\mu - \lambda)} = \frac{480^2}{520 \times (520 - 480)}$$

$$\bar{Q} = 11 \text{ [veh]}$$

- Tiempo promedio de espera en la fila de espera o tiempo promedio en fila o tiempo de espera (\bar{t}_q o E_w):

Para hallar los tiempos usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$\bar{t}_q = E_w = \frac{\lambda}{\mu \times (\mu - \lambda)} = \frac{0,133}{0,144 \times (0,144 - 0,133)}$$

$$\boxed{\bar{t}_q = E_w = 84 \text{ [s/veh]}}$$

- Tiempo promedio gastado en el sistema (\bar{t}_s o E_v):

Para hallar los tiempos usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$\bar{t}_s = E_v = \frac{1}{\mu - \lambda} = \frac{1}{0,144 - 0,133}$$

$$\boxed{\bar{t}_s = E_v = 91 \text{ [s/veh]}}$$

- Porcentaje de utilización del servicio (P):

$$P = \frac{\lambda}{\mu} \times 100 = \frac{480}{520} \times 100$$

$$\boxed{P = 92,3 \text{ [\%]}}$$

- Porcentaje de encontrar el sistema inactivo (I):

$$I = \left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times 100 = \left(1 - \frac{480}{520}\right) \times 100$$

$$\boxed{I = 7,7 \text{ [\%]}}$$

- Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” en el sistema ($P_{(t)}$)

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$P_{(t)} = (\mu - \lambda) \times e^{(\lambda - \mu) \times t} = (0,144 - 0,133) \times e^{(0,133 - 0,144) \times t}$$

$$P_{(t)} = 0,011 \times e^{-0,011 \times t}$$

Si $\bar{t}_s = 91$ segundos en el sistema. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $\bar{t}_s = t = 91 \text{ s}$

$$P_{(91s)} = 0,011 \times e^{-0,011 \times 91}$$

$$\boxed{P_{(91s)} = 0,004 = 0,4 \text{ \%}}$$

- Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” o menos en el sistema ($p_{(t_s \leq t)}$):

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$p_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-\left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times (\mu \times t)} = 1 - e^{-\left(1 - \frac{0,133}{0,144}\right) \times (0,144 \times t)}$$

$$p_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-0,011 \times t}$$

Supongamos tener que gastar en el sistema $\bar{t}_s = 91$ segundos o menos. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $\bar{t}_s = t = 91$ s

$$p_{(t_s \leq 91s)} = 1 - e^{-0,011 \times 91} = 1 - e^{-0,011 \times 91}$$

$$p_{(t_s \leq 91s)} = 0,632 = 63,2 \%$$

- Probabilidad de tener que esperar un tiempo “t” o menos en la línea de espera ($p_{(t_q \leq t)}$):

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$p_{(t_q \leq t)} = 1 - \frac{\lambda}{\mu} \times e^{-\left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times (\mu \times t)} = 1 - \frac{0,133}{0,144} \times e^{-\left(1 - \frac{0,133}{0,144}\right) \times (0,144 \times t)}$$

$$p_{(t_q \leq t)} = 1 - 0,923 \times e^{-0,011 \times t}$$

Supongamos tener que esperar $\bar{t}_q = 84$ segundos o menos en la línea de espera. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $\bar{t}_q = t = 84$ s

$$p_{(t_q \leq 84s)} = 1 - 0,923 \times e^{-0,011 \times 84}$$

$$p_{(t_q \leq 84s)} = 0,632 = 63,2 \%$$

Ej. 6.2.- Un volumen horario de 2300 vehículos llega a una caseta de cobro compuesta de 4 estaciones de servicio, cada una de las cuales puede atender máximo 600 vehículos por hora. Dicho volumen se distribuye en partes iguales entre las 4 estaciones. Determinar las relaciones que caracterizan este fenómeno de espera.

Datos

Sistema de líneas de espera con varias estaciones de servicio.

Número de estaciones de servicio (k): 4 estaciones.

Tasa de llegadas (λ): 2300 vehículos/hora.

Tasa de servicios (μ): 600 vehículos/hora.

Solución:

La condición para que la fila no sea infinita es: $\lambda < \mu * k$

$$2300 < 600 \times 4$$

$$2300 < 2400 \text{ OK!}$$

$$\lambda = 2300 \text{ [veh/h]} \times \left(\frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \right) = 0,639 \text{ [veh/s]}$$

$$\mu = 600 \text{ [veh/h]} \times \left(\frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \right) = 0,167 \text{ [veh/s]}$$

- Probabilidad de tener cero vehículos en el sistema ($P_{(0)}$):

$$P_{(0)} = \frac{1}{\left[\sum_{n=0}^{k-1} \frac{1}{n!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^n \right] + \left[\frac{1}{k!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^k \times \frac{(k \times \mu)}{(k \times \mu) - \lambda} \right]}$$

$$P_{(0)} = \frac{1}{\left[\sum_{n=0}^{4-1} \frac{1}{n!} \times \left(\frac{2300}{600} \right)^n \right] + \left[\frac{1}{4!} \times \left(\frac{2300}{600} \right)^4 \times \frac{(4 \times 600)}{(4 \times 600) - 2300} \right]}$$

$p_0 = 0,0042 = 0,42 \%$

- Probabilidad de tener exactamente “n” vehículos en el sistema ($P_{(n)}$):

Para $0 < n < k$

$$P_{(n)} = \frac{1}{n!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^n \times P_{(0)}$$

$$P_{(1)} = \frac{1}{1!} \times \left(\frac{2300}{600} \right)^1 \times 0,0042 \quad \Rightarrow \quad \boxed{p_{(1)} = 0,0161 = 1,61 \%}$$

$$P_{(2)} = \frac{1}{2!} \times \left(\frac{2300}{600} \right)^2 \times 0,0042 \quad \Rightarrow \quad \boxed{p_{(2)} = 0,0309 = 3,09 \%}$$

$$P_{(3)} = \frac{1}{3!} \times \left(\frac{2300}{600} \right)^3 \times 0,0042 \quad \Rightarrow \quad \boxed{p_{(3)} = 0,0394 = 3,94 \%}$$

Para $n \geq k$

$$p_n = \frac{1}{k! \times k^{n-k}} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \times P_{(0)} \quad i$$

$$p_{(4)} = \frac{1}{4! \times 4^{4-4}} \times \left(\frac{2300}{600}\right)^4 \times 0,0042 \Rightarrow p_{(4)} = 0,0378 = 3,78 \%$$

- **Número promedio en fila o unidades promedio o longitud promedio de la fila (\bar{Q} o E_m)**

$$\bar{Q} = E_m = \frac{\lambda \times \mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 = \frac{2300 \times 600 \times (2300/600)^4}{(4-1)! \times [(4 \times 600) - 2300]^2} \times 0,0042$$

$$\bar{Q} = E_m = 21 \text{ [veh]}$$

- **Número promedio de vehículos en el sistema o unidades promedio (\bar{n} o E_n):**

$$\bar{n} = E_n = \left[\frac{\lambda \times \mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \right] + \frac{\lambda}{\mu} = \left[\frac{2300 \times 600 \times (2300/600)^4}{(4-1)! \times [(4 \times 600) - 2300]^2} \times 0,0042 \right] + \frac{2300}{600}$$

$$\bar{n} = E_n = 25 \text{ [veh]}$$

ó también:

$$\bar{n} = \bar{Q} + \frac{\lambda}{\mu} = 21 + \frac{2300}{600}$$

$$\bar{n} = 25 \text{ [veh]}$$

- **Tiempo promedio en fila o tiempo de desespero o tiempo promedio de espera en la fila de espera (t_q o E_w):**

Para hallar los tiempos usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$t_q = E_w = \frac{\mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 = \frac{0,167 \times (2300/600)^4}{(4-1)! \times [(4 \times 0,167) - 0,639]^2} \times 0,0042$$

$$t_q = E_w = 60 \text{ [s/veh]}$$

- Tiempo promedio gastado en el sistema (t_s o E_v):

Para hallar los tiempos usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$t_s = E_v = \left[\frac{\mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \right] + \frac{1}{\mu} = \left[\frac{0,167 \times (2300/600)^4}{(4-1)! \times [(4 \times 0,167) - 0,639]^2} \times 0,0042 \right] + \frac{1}{0,167}$$

$$\boxed{t_s = E_v = 66 \text{ [s/veh]}}$$

ó también:

$$\bar{t}_s = \bar{t}_q + \frac{1}{\mu} = 60 + \frac{1}{0,167}$$

$$\boxed{\bar{t}_s = 66 \text{ [s/veh]}}$$

- Probabilidad de tener que esperar en la fila ($P_{(n \geq k)}$):

$$P_{(n \geq k)} = \sum_{n=k}^{\infty} P_{(n)} = \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^k \times \frac{P_{(0)}}{k! \times \left(1 - \frac{\lambda}{\mu \times k} \right)}$$

$$P_{(n \geq 4)} = \sum_{n=4}^{\infty} P_{(n)} = \left(\frac{2300}{600} \right)^4 \times \frac{0,0042}{4! \times \left(1 - \frac{2300}{600 \times 4} \right)}$$

$$\boxed{P_{(n \geq 4)} = \sum_{n=4}^{\infty} P_{(n)} = 0,9069 = 90,69 \%}$$

- Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” o menos en el sistema ($P_{(t_s \leq t)}$):

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$P_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-\mu \times t} \times \left\{ 1 + \frac{P_{(n \geq k)}}{k} \times \frac{1 - e^{-\mu \times k \times t} \times \left[1 - \left(\frac{\lambda}{\mu \times k} \right) - \frac{1}{k} \right]}{1 - \frac{\lambda}{\mu \times k} - \frac{1}{k}} \right\} = 1 - e^{-0,167 \times t} \times \left\{ 1 + \frac{0,9069}{4} \times \frac{1 - e^{-0,167 \times 4 \times t} \times \left[1 - \left(\frac{0,639}{0,167 \times 4} \right) - \frac{1}{4} \right]}{1 - \frac{0,639}{0,167 \times 4} - \frac{1}{4}} \right\}$$

$$P_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-0,167 \times t} \times \left\{ 1 + 0,2267 \times \frac{1 - e^{0,138 \times t}}{-0,2066} \right\}$$

Si $t_s = 66$ segundos o menos. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $t_s = t = 66 \text{ s}$

$$P_{(t_s \leq 66s)} = 1 - e^{-0,167 \times 66} \times \left\{ 1 + 0,2267 \times \frac{1 - e^{0,138 \times 66}}{-0,2066} \right\}$$

$$\boxed{P_{(t_s \leq 66s)} = 0,838 = 83,8 \%}$$

Ej. 6.3.- La salida de los vehículos de un estacionamiento se realiza en un solo carril. Los vehículos llegan a la caseta de salida a una tasa de 90 vehículos por hora. El tiempo promedio de entrega y pago del boleto es de 20 segundos por vehículo. Calcule las características de operación del estacionamiento.

Datos

Sistema de líneas de espera con una estación de servicio.

Tasa de llegadas (λ): 90 vehículos/hora.

Tasa de servicios (μ): $\frac{1 \text{ [veh]}}{20 \text{ [s]}} = 0,05 \text{ [veh/s]} \times \frac{3600 \text{ [s]}}{1 \text{ [h]}} = 180 \text{ vehículos/hora.}$

Solución:

$\lambda < \mu$ cumple para tener condiciones de flujo en estado estacionario.

$$\lambda = 90 \text{ [veh/h]} \times \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 0,025 \text{ [veh/s]}$$

$$\mu = 180 \text{ [veh/h]} \times \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 0,050 \text{ [veh/s]}$$

- Factor de Congestión o Factor de Carga (ρ):

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu} = \frac{90}{180}$$

$$\boxed{\rho = 0,5 < 1} \text{ OK!}$$

- Probabilidad de tener exactamente “n” vehículos o unidades en el mismo sistema ($P_{(n)}$):

n = número de vehículos que están siendo servidos mas los que esperan en la cola.

$$P_{(n)} = \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^n \times \left(1 - \frac{\lambda}{\mu} \right) = \left(\frac{90}{180} \right)^n \times \left(1 - \frac{90}{180} \right)$$

¿Cuál es la probabilidad de tener exactamente 10 vehículos en el sistema?

Por lo tanto: n = 5

$$P_{(5)} = \left(\frac{90}{180} \right)^{10} \times \left(1 - \frac{90}{180} \right)$$

$$\boxed{P_{(5)} = 0,016 = 1,6 \%}$$

- **Número promedio de unidades en el sistema (\bar{n} o E_n):**

$$E_n = \frac{\rho}{1-\rho} = \frac{0,5}{1-0,5}$$

ó también

$$\bar{n} = E_n = \frac{\lambda}{\mu - \lambda} = \frac{90}{180 - 90}$$

$$\boxed{E_n = 1 \text{ [veh]}}$$

$$\boxed{\bar{n} = E_n = 1 \text{ [veh]}}$$

De estos vehículos en el sistema, 1 está siendo servido y 0 esperan en la fila.

- **Número promedio de unidades en fila o longitud promedio de la línea de espera (\bar{Q} o E_w):**

$$\bar{Q} = E_w = \frac{\rho^2}{1-\rho} = \frac{0,5^2}{1-0,5}$$

ó también

$$\bar{Q} = \frac{\lambda^2}{\mu \times (\mu - \lambda)} = \frac{90^2}{180 \times (180 - 90)}$$

$$\boxed{\bar{Q} = E_w \approx 1 \text{ [veh]}}$$

$$\boxed{\bar{Q} \approx 1 \text{ [veh]}}$$

- **Tiempo promedio de espera en la fila de espera o tiempo promedio en fila o tiempo de espera (\bar{t}_q o E_w):**

Para hallar los tiempos usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$\bar{t}_q = E_w = \frac{\lambda}{\mu \times (\mu - \lambda)} = \frac{0,025}{0,050 \times (0,050 - 0,025)}$$

$$\boxed{\bar{t}_q = E_w = 20 \text{ [s/veh]}}$$

- **Tiempo promedio gastado en el sistema (\bar{t}_s o E_v):**

Para hallar los tiempos usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$\bar{t}_s = E_v = \frac{1}{\mu - \lambda} = \frac{1}{0,050 - 0,025}$$

$$\boxed{\bar{t}_s = E_v = 40 \text{ [s/veh]}}$$

- **Porcentaje de utilización del servicio (P):**

$$P = \frac{\lambda}{\mu} \times 100 = \frac{90}{180} \times 100$$

$$\boxed{P = 50 \text{ [\%]}}$$

- Porcentaje de encontrar el sistema inactivo (I):

$$I = \left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times 100 = \left(1 - \frac{90}{180}\right) \times 100$$

$$\boxed{I = 50 [\%]}$$

- Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” en el sistema ($P_{(t)}$)

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$P_{(t)} = (\mu - \lambda) \times e^{(\lambda - \mu) \times t} = (0,050 - 0,025) \times e^{(0,025 - 0,050) \times t}$$

$$P_{(t)} = 0,025 \times e^{-0,025 \times t}$$

Si $\bar{t}_s = 40$ segundos en el sistema. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $\bar{t}_s = t = 40$

$$P_{(40s)} = 0,025 \times e^{-0,025 \times 40}$$

$$\boxed{P_{(40s)} = 0,009 = 0,9 \%}$$

- Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” o menos en el sistema ($p_{(t_s \leq t)}$):

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$p_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-\left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times (\mu \times t)} = 1 - e^{-\left(1 - \frac{0,025}{0,050}\right) \times (0,050 \times t)}$$

$$p_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-0,025 \times t}$$

Si $\bar{t}_s = 40$ segundos o menos en el sistema. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $\bar{t}_s = t = 40$

$$p_{(t_s \leq 40s)} = 1 - e^{-0,025 \times t} = 1 - e^{-0,025 \times 40}$$

$$\boxed{p_{(t_s \leq 40s)} = 0,632 = 63,2 \%}$$

- Probabilidad de tener que esperar un tiempo “t” o menos en la línea de espera ($p_{(t_q \leq t)}$):

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$p_{(t_q \leq t)} = 1 - \frac{\lambda}{\mu} \times e^{-\left(1 - \frac{\lambda}{\mu}\right) \times (\mu \times t)} = 1 - \frac{0,025}{0,050} \times e^{-\left(1 - \frac{0,025}{0,050}\right) \times (0,050 \times t)}$$

$$p_{(t_q \leq t)} = 1 - 0,5 \times e^{-0,025 \times t}$$

Si $\bar{t}_q = 20$ segundos o menos en la línea de espera. ¿Cuál sería su probabilidad?

Por tanto: $\bar{t}_q = t = 20$ s

$$p(t_q \leq 20s) = 1 - 0,5 \times e^{-0,025 \times 20}$$

$$p(t_q \leq 20s) = 0,697 = 69,7 \%$$

Ej. 6.4.- Una estación de servicio de lavado de vehículos esta compuesta de 5 puestos. Los vehículos llegan durante el día en forma aleatoria a una tasa media de 4 vehículos por hora. El tiempo medio de lavado de un vehículo es de 30 minutos. Determine las características de esta estación de servicio.

Datos

Sistema de líneas de espera con varias estaciones de servicio.

Número de estaciones de servicio (k): 5 estaciones.

Tasa de llegadas (λ): 4 vehículos/hora.

Tasa de servicios (μ): $\frac{1[\text{veh}]}{30[\text{min}]} \times \frac{60[\text{min}]}{1[\text{h}]} = 2$ vehículos/hora.

Solución:

La condición para que la fila no sea infinita es: $\lambda < \mu * k$

$$4 < 2 \times 5$$

$$4 < 10 \text{ OK!}$$

$$\lambda = 4 [\text{veh/h}] \times \left(\frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \right) = 0,0011 [\text{veh/s}]$$

$$\mu = 2 [\text{veh/h}] \times \left(\frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \right) = 0,0006 [\text{veh/s}]$$

- Probabilidad de tener cero vehículos en el sistema ($P_{(0)}$):

$$P_{(0)} = \frac{1}{\left[\sum_{n=0}^{k-1} \frac{1}{n!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^n \right] + \left[\frac{1}{k!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^k \times \frac{(k \times \mu)}{(k \times \mu) - \lambda} \right]}$$

$$P_{(0)} = \frac{1}{\left[\sum_{n=0}^{5-1} \frac{1}{n!} \times \left(\frac{4}{2} \right)^n \right] + \left[\frac{1}{5!} \times \left(\frac{4}{2} \right)^5 \times \frac{(5 \times 2)}{(5 \times 2) - 4} \right]}$$

$$p_0 = 0,134 = 13,4 \%$$

- Probabilidad de tener exactamente “n” vehículos en el sistema ($P_{(n)}$):

Para $0 < n < k$

$$p_{(n)} = \frac{1}{n!} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \times P_{(0)}$$

$$p_{(1)} = \frac{1}{1!} \times \left(\frac{4}{2}\right)^1 \times 0,134 \Rightarrow p_{(1)} = 0,268 = 26,8 \%$$

$$p_{(2)} = \frac{1}{2!} \times \left(\frac{4}{2}\right)^2 \times 0,134 \Rightarrow p_{(2)} = 0,268 = 26,8 \%$$

$$p_{(3)} = \frac{1}{3!} \times \left(\frac{4}{2}\right)^3 \times 0,134 \Rightarrow p_{(3)} = 0,179 = 17,9 \%$$

$$p_{(4)} = \frac{1}{4!} \times \left(\frac{4}{2}\right)^4 \times 0,134 \Rightarrow p_{(4)} = 0,089 = 8,9 \%$$

Para $n \geq k$

$$p_n = \frac{1}{k! \times k^{n-k}} \times \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n \times P_{(0)}$$

$$p_{(5)} = \frac{1}{5! \times 5^{5-5}} \times \left(\frac{4}{2}\right)^5 \times 0,134 \Rightarrow p_{(5)} = 0,036 = 3,6 \%$$

- Número promedio en fila o unidades promedio o longitud promedio de la fila (\bar{Q} o E_m):

$$\bar{Q} = E_m = \frac{\lambda \times \mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 = \frac{4 \times 2 \times (4/2)^5}{(5-1)! \times [(5 \times 2) - 4]^2} \times 0,134$$

$$\bar{Q} = E_m \approx 1 \text{ [veh]}$$

- Número promedio de vehículos en el sistema o unidades promedio (\bar{n} o E_n):

$$\bar{n} = E_n = \left[\frac{\lambda \times \mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \right] + \frac{\lambda}{\mu} = \left[\frac{4 \times 2 \times (4/2)^5}{(5-1)! \times [(5 \times 2) - 4]^2} \times 0,134 \right] + \frac{4}{2}$$

$$\bar{n} = E_n = 3 \text{ [veh]}$$

ó también:

$$\bar{n} = \bar{Q} + \frac{\lambda}{\mu} = 1 + \frac{4}{2}$$

$$\boxed{\bar{n} = 3 \text{ [veh]}}$$

- Tiempo promedio en fila o tiempo de desespero o tiempo promedio de espera en la fila de espera (t_q o E_w):

$$t_q = E_w = \frac{\mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 = \frac{0,0006 \times (4/2)^5}{(5-1)! \times [(5 \times 0,0006) - 0,0011]^2} \times 0,134$$

$$\boxed{t_q = E_w = 30 \text{ [s/veh]}}$$

- Tiempo promedio gastado en el sistema (t_s o E_v):

$$t_s = E_v = \left[\frac{\mu \times (\lambda/\mu)^k}{(k-1)! \times [(k \times \mu) - \lambda]^2} \times P_0 \right] + \frac{1}{\mu} = \frac{0,0006 \times (4/2)^5}{(5-1)! \times [(5 \times 0,0006) - 0,0011]^2} \times 0,134 + \frac{1}{0,0006}$$

$$\boxed{t_s = E_v = 1697 \text{ [s/veh]}}$$

ó también:

$$\bar{t}_s = \bar{t}_q + \frac{1}{\mu} = 30 + \frac{1}{0,0006}$$

$$\boxed{\bar{t}_s = 1697 \text{ [s/veh]}}$$

- Probabilidad de tener que esperar en la fila ($P_{(n \geq k)}$):

$$P_{(n \geq k)} = \sum_{n=k}^{\infty} P_{(n)} = \left(\frac{\lambda}{\mu} \right)^k \times \frac{P_{(0)}}{k! \times \left(1 - \frac{\lambda}{\mu \times k} \right)}$$

$$P_{(n \geq 5)} = \sum_{n=4}^{\infty} P_{(n)} = \left(\frac{4}{2} \right)^5 \times \frac{0,134}{5! \times \left(1 - \frac{4}{2 \times 5} \right)}$$

$$\boxed{P_{(n \geq 5)} = \sum_{n=5}^{\infty} P_{(n)} = 0,059 = 5,9 \%}$$

- Probabilidad de tener que gastar un tiempo “t” o menos en el sistema ($P_{(t_s \leq t)}$):

Usamos el valor de λ y μ en unidades de veh/s

$$P_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-\mu \times t} \times \left\{ 1 + \frac{P_{(n \geq k)}}{k} \times \frac{1 - e^{-\mu \times k \times t \times \left[1 - \left(\frac{\lambda}{\mu \times k} \right) - \frac{1}{k} \right]}}{1 - \frac{\lambda}{\mu \times k} - \frac{1}{k}} \right\} = 1 - e^{-0,0006 \times t} \times \left\{ 1 + \frac{0,059}{5} \times \frac{1 - e^{-0,0006 \times 5 \times t \times \left[1 - \left(\frac{0,0011}{0,0006 \times 5} \right) - \frac{1}{5} \right]}}{1 - \frac{0,0011}{0,0006 \times 5} - \frac{1}{5}} \right\}$$

$$P_{(t_s \leq t)} = 1 - e^{-0,0006 \times t} \times \left\{ 1 + 0,0118 \times \frac{1 - e^{-0,0013 \times t}}{0,4333} \right\}$$

¿Cuál es la probabilidad de gastar en el sistema $t_s = 1697$ segundos o menos?

Por tanto: $t_s = t = 1697$ s

$$P_{(t_s \leq 1697s)} = 1 - e^{-0,0006 \times 1697} \times \left\{ 1 + 0,0118 \times \frac{1 - e^{-0,0013 \times 1697}}{0,4333} \right\}$$

$$\boxed{P_{(t_s \leq 1697s)} = 0,63 = 63 \%}$$

CAPITULO 7.

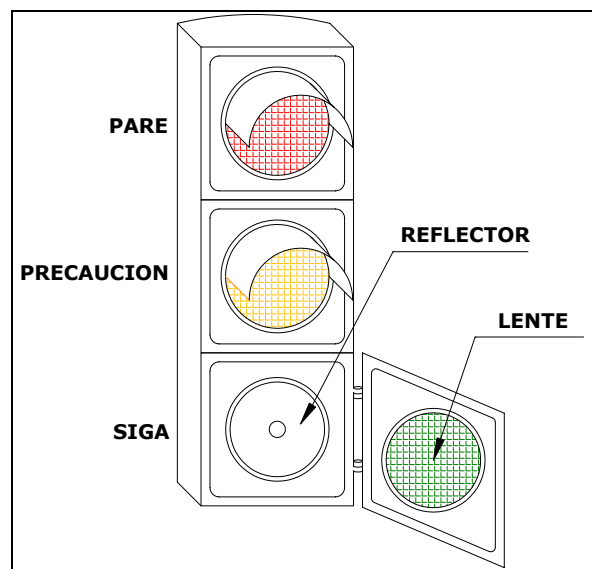
SEMÁFOROS

7.1.- DEFINICION Y FUNCION DE LOS SEMÁFOROS

Se define como semáforo a los dispositivos electromagnéticos y electrónicos, que se usan para facilitar el control de tránsito de vehículos y peatones, mediante indicaciones visuales de luces de colores universalmente aceptados, como lo son el rojo, amarillo y verde.

Su función principal es la de permitir el paso alternadamente a las corrientes de tránsito que cruzan, permitiendo el uso ordenado y seguro del espacio disponible.

7.2.- COMPONENTES DE UN SEMÁFORO



Ref. Elementos de Ingeniería de Tráfico, Universidad Politécnica de Madrid

Figura N° 7.1 Componentes de un semáforo

La **cara** de un semáforo es el conjunto de unidades ópticas como ser: el lente, reflector, lámpara y portalámpara. Por seguridad, se recomienda el uso de dos caras para cada acceso a la intersección, ya que uno de ellos podría ser tapado por un vehículo grande o por si se ha fundido alguna de las lámparas.

El **lente** es la parte de la unidad óptica que por refracción dirige la luz proveniente de la lámpara y de su reflector en la dirección deseada. Se recomienda que la cara de un semáforo tenga por lo menos tres lentes: rojo, amarillo y verde.

El color **rojo** significa que tanto los vehículos como los peatones que se encuentran frente a un semáforo con luz roja deberán detenerse, y esperar que la luz cambie a color verde antes de proseguir su marcha.

El color **verde** significa que tanto los vehículos como los peatones que se encuentran frente a un semáforo con luz verde pueden continuar su marcha sin detenerse.

El color **amarillo** significa precaución ya que la luz roja está a punto de encenderse y por lo tanto vehículos y peatones deberán detenerse. El conductor deberá detener su vehículo en forma suave evitando frenar bruscamente.

El **reflector**, es un aparato de forma cónica que lanza la luz de la lámpara o foco en una determinada dirección.

7.3.- TIPOS DE SEMÁFOROS PARA TRANSITO VEHICULAR

Existen 3 tipos de semáforos:

- Semáforos de Tiempo Fijo.
- Semáforos Accionados por el Tráfico.
- Semáforos con Control Normalizado.

7.3.1.- SEMÁFOROS DE TIEMPO FIJO

Se utilizan en intersecciones donde el flujo de tránsito son relativamente estables, que no ocasionen demoras o congestionamientos excesivos. Por su sencillez este tipo de semáforos ha sido hasta ahora el más utilizado en las zonas urbanas, especialmente cuando se emplean varios semáforos próximos entre sí.

Los semáforos de tiempo fijo, tienen una coordinación mas precisa con los semáforos adyacentes que en el caso de semáforos accionados por el tránsito, por otro lado, no presentan detectores que informan sobre el número de vehículos que llegan por los accesos. Finalmente el costo del equipo de tiempo fijo es menor que la del equipo accionado por el tránsito y su conservación es más sencilla.

7.3.2.- SEMÁFOROS ACCIONADOS POR EL TRAFICO

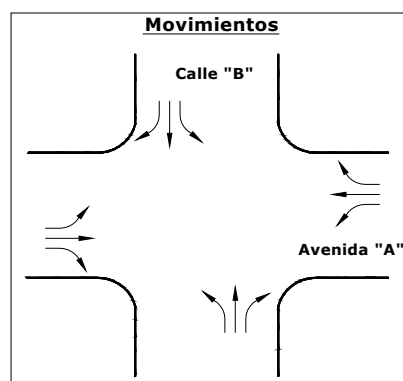
Estos semáforos reciben información del número de vehículos que llegan por los accesos a través de detectores que se instalan en dichos accesos. Teniendo en cuenta las intensidades de tráfico el regulador del semáforo decide si debe o no cambiar la fase. Existen limitaciones de duración máxima y mínima de cada fase para evitar largas esperas, estas duraciones se adaptan automáticamente a las variaciones del tráfico a través del regulador. Los semáforos accionados por el tráfico son ideales para intersecciones en carreteras.

7.3.3.- SEMÁFOROS CON CONTROL CENTRALIZADO

Este tipo de semáforos reciben órdenes de un ordenador central, que es el encargado de controlar todos los semáforos de una zona. Este ordenador recibe información del tráfico por medio de detectores colocados en lugares estratégicos y decide lo que conviene realizar en cada momento. Estos semáforos son utilizados en grandes zonas urbanas.

7.4.- TÉRMINOS BÁSICOS O PARÁMETROS DE TIEMPO

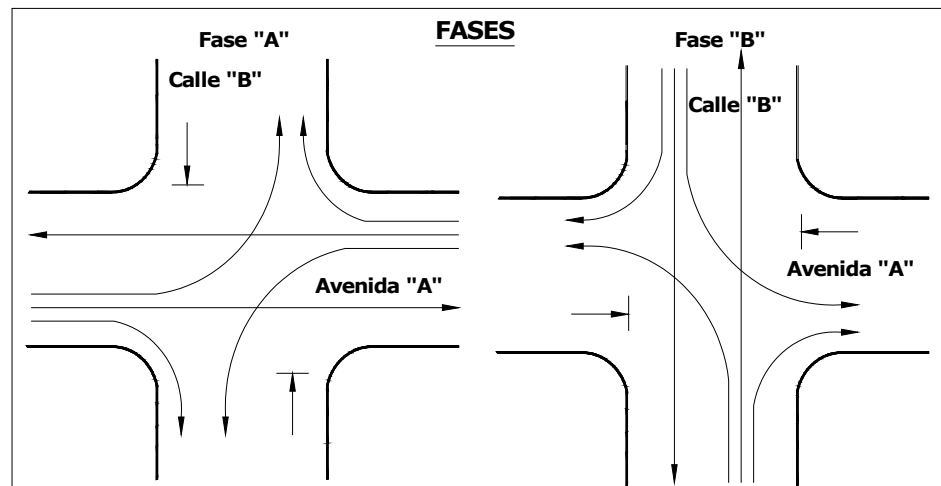
- **Indicación de señal:** Se refiere al encendido de una de las luces del semáforo o una combinación de varias luces al mismo tiempo.
- **Ciclo o Longitud de ciclo:** Tiempo necesario para que el disco indicador efectúe una revolución completa o secuencia completa de todas las indicaciones de señal del semáforo.
- **Movimiento:** Maniobra o conjunto de maniobras de un mismo acceso que tienen el derecho de paso simultáneamente y forman una misma fila.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.2 Gráfica de movimientos en una intersección con semáforos

- **Intervalo:** Cualquiera de las diversas divisiones del ciclo, durante la cual no cambian las indicaciones de señal del semáforo.
- **Fase:** Es parte del ciclo asignada a cualquier combinación de uno o mas movimientos que reciben simultáneamente el derecho de paso, durante uno o mas intervalos. Es la selección y ordenamiento de movimientos simultáneos. Una fase puede significar un solo movimiento vehicular, un solo movimiento peatonal, o una combinación de movimientos vehiculares y peatonales. Una fase comienza con la perdida del derecho de paso de los movimientos que entran en conflicto con los que lo ganan. Un movimiento pierde el derecho de paso en el momento de aparecer la indicación amarilla.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.3 Fases en una intersección con semáforos

- **Secuencia de fases:** Orden predeterminado en que ocurren las fases del ciclo.
- **Reparto:** Porcentaje de la longitud del ciclo asignado a cada una de las diversas fases.
- **Intervalo de despeje:** Tiempo de exposición en el intervalo amarillo del semáforo que sigue al intervalo verde. Es un aviso de precaución para pasar de una fase a la siguiente.
- **Intervalo todo rojo:** Tiempo de exposición de una indicación roja para todo el tránsito que se prepara a circular. Es utilizado en la fase que recibe el derecho de paso después del amarillo de la fase que lo pierde, con el fin de dar un tiempo adicional que permita a los vehículos, que pierden el derecho de paso, despejar la intersección antes de que los vehículos, que lo ganan, reciban verde. Se aplica sobre

todo en aquellas intersecciones que sean excesivamente anchas. También puede ser utilizado para crear una fase exclusiva para peatones.

- **Intervalo de cambio de fase:** Intervalo que puede consistir solamente en un intervalo de cambio amarillo o que puede incluir un intervalo adicional de despeje todo rojo.

7.5.- CÁLCULO DE LOS TIEMPOS DEL SEMÁFORO DE TIEMPO FIJO Y SU REPARTO EN LAS DIFERENTES FASES

7.5.1.- INTERVALO DE CAMBIO DE FASE

El *intervalo de cambio de fase*, tiene como función principal alertar al usuario de un cambio en la asignación del derecho al uso de la intersección. Se deberá considerar el tiempo de percepción-reacción del conductor, la deceleración y finalmente el tiempo necesario de despeje de la intersección.

Por lo tanto:

$$\begin{array}{l} \text{Intervalo} \\ \text{de} \\ \text{Cambio} \end{array} = \text{Amarillo} + \text{Todo Rojo}$$

$$y = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{W + L}{v} \right) \quad (7.1)$$

$\left(t + \frac{v}{2a} \right)$ = Tiempo para recorrer la distancia de parada.

$\left(\frac{W + L}{v} \right)$ = Tiempo para cruzar la intersección.

Donde:

y = Intervalo de cambio de fase, amarillo mas todo rojo (s)

t = Tiempo de percepción-reacción del conductor (usualmente 1 s.)

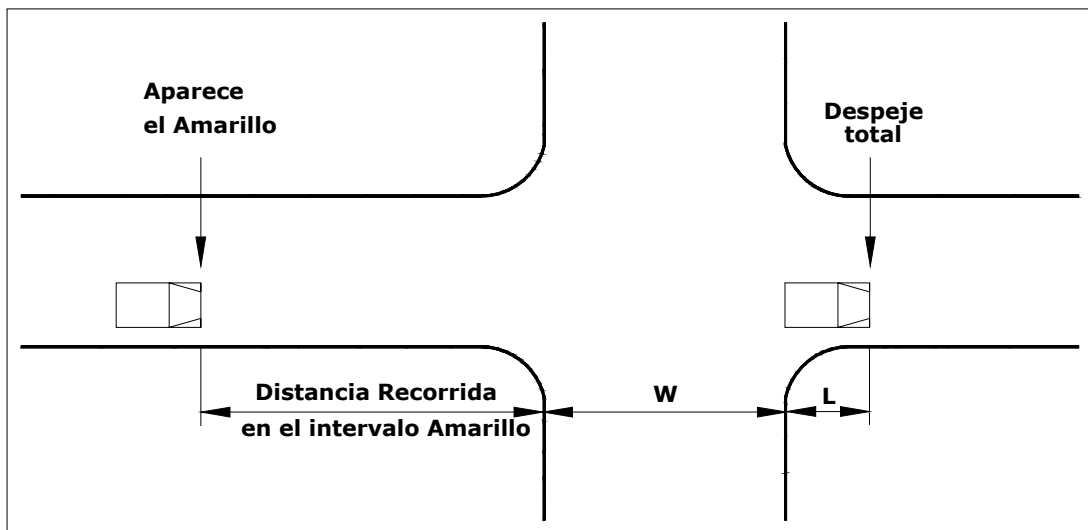
v = Velocidad de aproximación de los vehículos (m/s)

a = Tasa de deceleración (Valor usual 3,05 m/s²)

W = Ancho de la intersección (m)

L = longitud del vehículo (valor sugerido 6.10 m)

La velocidad de aproximación "v", se refiere a la velocidad límite prevaleciente o al percentil 85 de la velocidad P₈₅.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.4 Intervalo de cambio de fase

7.5.2.- LONGITUD DE CICLO

F. V. Webster, demostró que la demora mínima de todos los vehículos en una intersección con semáforo, se puede obtener para una longitud de ciclo óptimo de:

$$C_o = \frac{1,5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^{\varphi} \beta_i} \quad (7.2)$$

Donde:

C_o = Tiempo óptimo de ciclo (s)

L = Tiempo total perdido por ciclo (s)

β_i = Máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril crítico de la fase i .

φ = Número de fases.

Los valores aceptables para la longitud de ciclo esta entre el 75% y el 150% del ciclo óptimo y las demoras no serán mayores en más del 10% al 20% de la demora mínima.

7.5.3.- VEHÍCULOS EQUIVALENTES

El tipo de vehículo ya sea ligero, pesado o comercial más la dirección de su movimiento como ser de frente, hacia la izquierda o hacia la derecha hicieron necesario el uso de factores de equivalencia.

Si todos los vehículos que salen de una intersección con semáforo son automóviles que continúan de frente, se tendrían las tasas máximas de flujo a intervalos aproximadamente iguales.

Los vehículos pesados o comerciales (camiones o autobuses) por tener características diferentes a la de los automóviles, como ser, mayor longitud y menor poder de aceleración hace que se necesite más tiempo para despejar la intersección. Por tanto, el factor de ajuste por efecto de vehículos pesados se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + P_C(E_C - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (7.3)$$

Donde:

f_{vp} = Factor de ajuste por efecto de vehículos pesados

P_C = Porcentaje de camiones

P_B = Porcentaje de autobuses

P_R = Porcentaje de vehículos recreativos

E_C = Automóviles equivalentes a un camión

E_B = Automóviles equivalentes a un autobús

E_R = Automóviles equivalentes a un vehículo recreativo

Las maniobras de vuelta hace que los vehículos consuman mayor tiempo que los vehículos que siguen de frente, por tanto, se requiere tener factores por *movimientos de vuelta* (E_v) para convertir automóviles que dan vuelta a automóviles equivalentes que no la dan.

Igualmente, el factor de hora de máxima demanda (FHMD), convierte los volúmenes horarios de máxima demanda (VHMD) a tasas de flujo (q).

Finalmente, los volúmenes horarios mixtos (VHMD), se convierten a flujos de automóviles directos equivalentes por hora que no dan vuelta (q_{ADE}) mediante la siguiente expresión:

$$q_{ADE} = \frac{VHMD}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_v) \quad (7.4)$$

Donde:

q_{ADE} = Flujos de automóviles directos equivalentes

E_v = Factor por movimiento de vuelta

VHMD = Volumen horario de máxima demanda

FHMD = Factor de hora de máxima demanda

f_{vp} = Factor de ajuste por efecto de vehículos pesados

Tabla N° 7.1 Valores para factores de vehículos equivalentes

FACTOR	VALOR	OBSERVACION
E_C, E_B	1,4 a 1,6	Valores comúnmente utilizados, sin embargo, pueden ser mayores.
E_C, E_B	1,5	Para accesos con pendientes cercanos al 0% con predominio de camiones livianos o medianos.
E_v	1,4 a 1,6	Para vueltas hacia la izquierda.
E_v	1 a 1,4	Para vueltas hacia la derecha.
FHMD	0,95	Para proyecto y diseño de planes de tiempos del Semáforo.

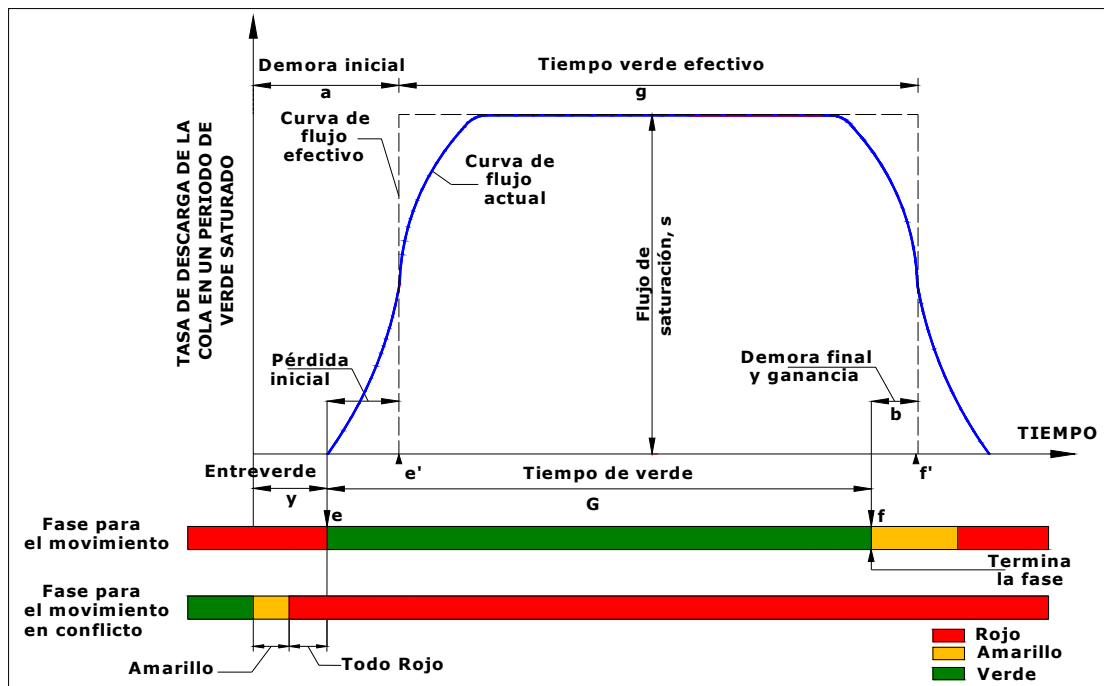
Ref. Ingeniería de tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

7.5.4.- FLUJO DE SATURACIÓN Y TIEMPO PERDIDO

El flujo de saturación “s”, es la tasa máxima de vehículos que cruzan la línea de ALTO, que se obtiene cuando existen filas y estas aún persisten hasta el final del periodo verde, tal es el caso del periodo de verde completamente saturado.

La tasa de vehículos que cruzan la línea al arrancar es menor durante los primeros segundos, hasta que los vehículos logren acelerar y alcanzar una velocidad de marcha normal. Posterior a la terminación del verde, la tasa de vehículos que cruzan la línea es menor debido a que algunos vehículos disminuyen su velocidad o se detienen.

La figura N° 7.5 muestra las características de este fenómeno.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.5 Modelo Básico del Flujo de Saturación

El modelo básico o curva de flujo efectivo reemplaza la curva de flujo actual de vehículos cuyas áreas son iguales.

El área de la curva de flujo efectivo, *Área sg*, representa el máximo número de vehículos que cruzan la línea en un ciclo promedio.

El tiempo ee' , es considerado como una pérdida inicial.

El tiempo ff' , es considerado como una ganancia final.

La demora inicial "a", es igual:

$$a = y_i + ee'$$

La ganancia final "b", se define como:

$$b = ff'$$

Por tanto, el tiempo perdido por fase (l_i) será:

$$l_i = a - b$$

Reemplazando valores se tiene:

$$l_i = y_i + ee' - ff' \quad (7.5)$$

El tiempo de verde efectivo (g_i) para la fase "i" será:

$$g_i = G_i + ff' - ee'$$

Acomodando la ecuación anterior:

$$ee' - ff' = G_i - g_i$$

Reemplazando en la ecuación (7.5) tendremos:

$$l_i = y_i + G_i - g_i \quad (7.6)$$

Generalmente el intervalo de cambio de fase “ y_i ” de una fase “ i ” es igual al intervalo amarillo “ A_i ”, entonces:

$$y_i = A_i$$

Por lo tanto, la ecuación (7.6) será:

$$l_i = A_i + G_i - g_i \quad (7.7)$$

Suponiendo que $ee' = ff'$, entonces:

$$g_i = G_i$$

$$l_i = y_i = A_i \quad (7.8)$$

Finalmente, el tiempo total “ L ” perdido por ciclo es:

$$L = \sum_{i=1}^{\phi} (l_i) + \sum_{i=1}^{\phi} (TR_i) \quad (7.9)$$

Donde:

TR = Tiempo total de todo rojo durante el ciclo en caso de existir.

ϕ = Número de fases.

l_i = Tiempo perdido por fase “ i ”.

7.5.5.- ASIGNACION DE TIEMPOS VERDES

- **Tiempo Verde Efectivo Total (g_T):**

$$g_T = C - L = C - \left[\left(\sum_{i=1}^g l_i \right) + TR \right] \quad (7.10)$$

Donde:

g_T = Tiempo verde efectivo total por ciclo disponible para todos los accesos.

C = Longitud actual del ciclo (redondeando C_0 a los 5 segundos mas próximo).

- **Demora Total Mínima:**

El tiempo verde efectivo total (g_T), deberá distribuirse entre las diferentes fases en proporción a sus valores de β_i .

$$g_i = \frac{\beta_i}{\sum_{i=1}^{\varphi} \beta_i} \times g_T \quad (7.11)$$

Donde:

β_i = Máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril critico de cada fase “i”.

φ = Número de fases.

- **Tiempo Verde Real (G_i), para cada fase “i”:**

De la ecuación (7.6) despejamos el tiempo verde real G_i

$$G_i = g_i + l_i - A_i \quad (7.12)$$

Donde: $i = 1, 2, \dots, \varphi$

7.5.6.- RESUMEN: PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE LOS TIEMPOS DEL SEMAFORO.

1°. Determinar el factor de ajuste por efecto de vehículos pesados.

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + P_C(E_C - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

2°. Determinar los factores por movimientos de vuelta. (ver tabla N° 7.1)

$$E_{v \text{ izquierda}} = ?$$

$$E_{v \text{ derecha}} = ?$$

3°. Flujos de automóviles directos equivalentes.

- Movimiento directo.

$$q_D = \frac{VHMD_D}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right)$$

- Vuelta a la izquierda.
-

$$q_{vIzq} = \frac{VHMD_{vIzq}}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_{vIzq})$$

- Vuelta a la derecha.
-

$$q_{vDer} = \frac{VHMD_{vDer}}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_{vDer})$$

Por lo tanto el flujo equivalente en el acceso será:

$$q_T = q_D + q_{vIzq} + q_{vDer}$$

Realizar el 3° paso para cada acceso.

4°. Cálculo de la longitud de los intervalos de cambio para cada fase.

$$y_i = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{W + L}{v} \right); i = 1, 2, \dots, \phi$$

5°. Tiempo perdido por fase. (l_i).

$$l_i = A_i; i = 1, 2, \dots, \phi$$

6°. Tiempo total perdido por ciclo (L).

$$L = \sum_{i=1}^{\phi} (l_i) + \sum_{i=1}^{\phi} (TR_i)$$

7°. Máximas relaciones de flujo actual (q) a flujo de saturación (s) por carril para cada fase “ i ”.

$$\beta_i = \frac{q_{i \max}}{s}; i = 1, 2, \dots, \phi$$

Donde:

$q_{i \max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “ i ”.

8°. Cálculo de la longitud del ciclo óptimo (C_o)

$$C_o = \frac{1,5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^{\phi} \beta_i}$$

Redondeando el valor obtenido a los 5 segundos más cercanos.

9°. Tiempo verde efectivo total (g_T)

$$g_T = C - L$$

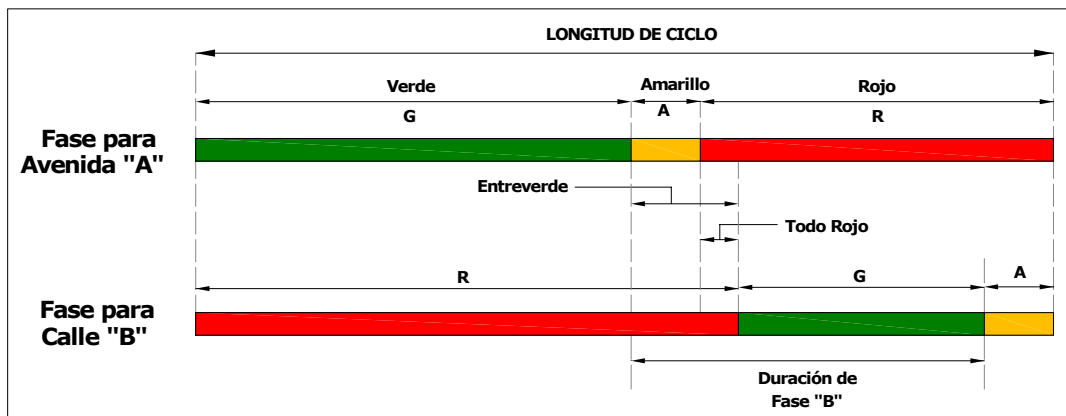
10°. Reparto de los tiempos verdes efectivos (g_i).

$$g_i = \frac{\beta_i}{\sum_{i=1}^n \beta_i} \times g_T$$

11°. Determinación de los tiempos verdes reales. (G_i).

$$G_i = g_i + l_i - A_i$$

12°. Diagrama de tiempos en fases.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.6 Diagrama de fases en una intersección con semáforos

Nota: La figura muestra que mientras la fase "A" presenta un intervalo verde y un intervalo amarillo, entonces la fase "B" tiene un intervalo rojo sin incluir un intervalo todo rojo. A continuación, la fase "A" tendrá un intervalo rojo y la fase "B" un intervalo todo rojo más un intervalo verde y un intervalo amarillo. El intervalo todo rojo forma parte del comienzo del intervalo rojo de la fase "A" más el final del intervalo rojo de la fase "B", cuya finalidad es la de estar seguros de que los vehículos despejen la intersección

7.6.- PROBLEMAS RESUELTOS

Ej. 7.1.- La velocidad de aproximación de los vehículos a uno de los accesos de una intersección es de 60 Km/h. si la longitud promedio de los vehículos es de 6,10 metros y el ancho de la intersección es de 24 metros, determinar la longitud del intervalo de cambio de fase.

Datos:

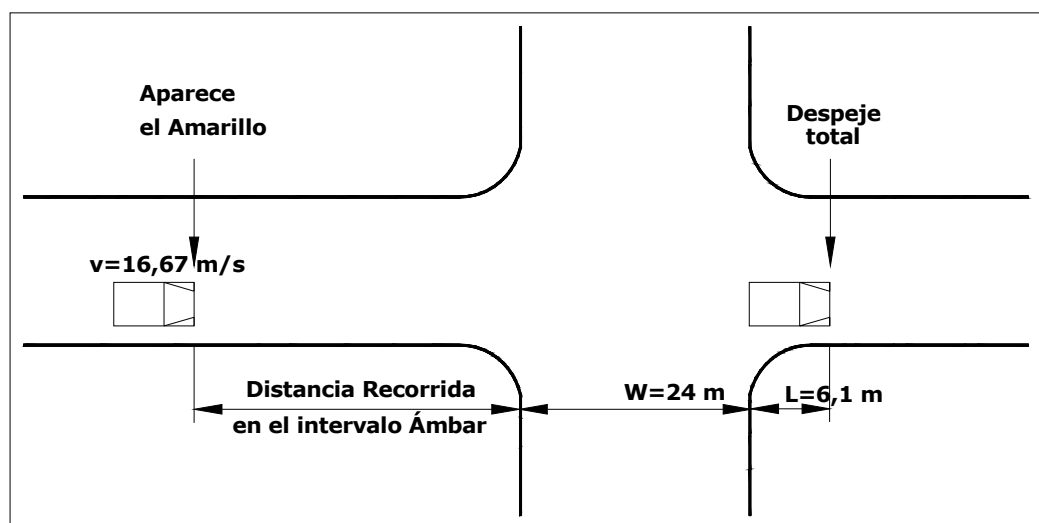
$$L = 6,10 \text{ m}$$

$$W = 24 \text{ m}$$

$$v = 60 \text{ km/h (velocidad de aproximación)}$$

Valores supuestos:

- Para el tiempo de percepción-reacción “t”, $t = 1 \text{ s}$.
- Para la tasa de deceleración “a”, $a = 3,05 \text{ m/s}^2$



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.7 Representación gráfica de la intersección

Solución:

$$v = 60 \text{ (km/h)} \times \left(\frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}} \right) \times \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 16,67 \text{ m/s}$$

Determinar el intercambio “y” de fase de acuerdo a la ecuación (7.1):

$$y = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{W + L}{v} \right)$$

Remplazando valores:

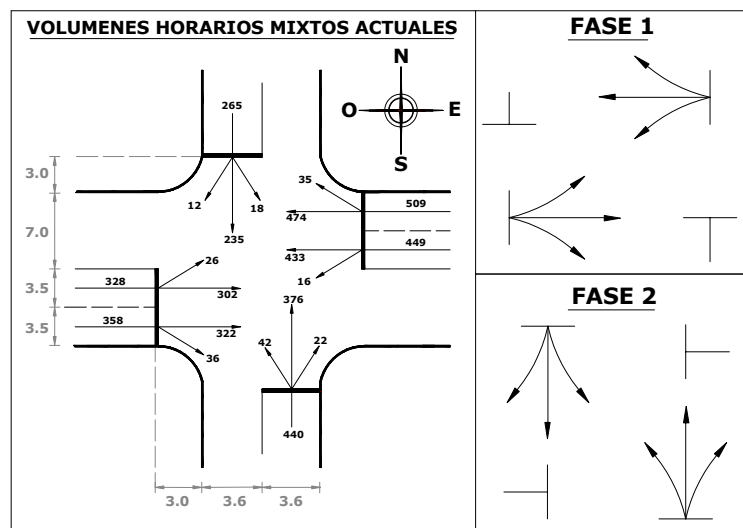
$$y = \left(1 + \frac{16,67v}{2 \times 3,05} \right) + \left(\frac{24 + 6,10}{16,67} \right) = 3,7 + 1,8$$

Se deberá redondear al número inmediato superior los términos correspondientes al amarillo y al todo rojo ($y = \text{Amarillo} + \text{Todo rojo}$)

$$y = 4 + 2 = 6 \text{ s}$$

Nota: El intervalo de fase es de 6 segundos, compuesto por 4 segundos de amarillo y 2 segundos de todo rojo. Valores muy usuales en este tipo de intersecciones.

Ej. 7.2.- En la figura N° 7.8 se muestra los volúmenes horarios mixtos en la intersección. Suponiendo que el flujo de saturación característico en la intersección es de 1800 automóviles directos equivalentes por hora de luz verde por carril, en todos los accesos el porcentaje de camiones y autobuses es 5% y 10% respectivamente, finalmente el FHMD es de 0,95. Determinar el reparto de los tiempos del semáforo utilizando un plan de dos fases con vueltas a la izquierda permitidas (estas vueltas no serán protegidas debido a sus bajos volúmenes). La fase 1 maneja el sentido Este-Oeste y viceversa (EO-OE) y la fase 2 el sentido Norte-Sud y viceversa (NV-SN). Las velocidades de aproximación de EO-OE y de NS-SN son 50 km/h y 40km/h respectivamente.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.8 Volúmenes horarios mixtos actuales y reparto de los tiempos del semáforo en dos fases

Datos:

$s = 1800$ automóviles directos equivalentes (tasa máxima de vehículos que cruzan la línea de ALTO)

$P_C = 5 \%$

$P_B = 10 \%$

$FHMD = 0,95$

$E_C = E_B = 1,5$ (ver tabla N° 7.1)

$E_{VLzq} = 1,6$ automóviles directos equivalentes (ver tabla N° 7.1)

$E_{VDer} = 1,4$ automóviles directos equivalentes (ver tabla N° 7.1)

Velocidad de aproximación: $v_{EO-OE} = 50$ km/h

$v_{NS-SN} = 40$ km/h

Número de fases, $\phi = 2$

Solución:

1° PASO. Determinar el factor de ajuste por efecto de vehículos pesados.

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + P_C(E_C - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{100}{100 + 5(1,5 - 1) + 10(1,5 - 1) + 0}$$

$$\boxed{f_{vp} = 0,93}$$

2° PASO. Determinar los factores por movimientos de vuelta. (ver tabla N° 7.1)

$E_v \text{ izquierda} = 1,6$ ADE

$E_v \text{ derecha} = 1,4$ ADE

3° PASO. Flujos de automóviles directos equivalentes (ADE).

Acceso Norte-Sud:

- Movimiento directo.

$$q_D = \frac{VHMD_D}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) = \frac{235}{0,95} \left(\frac{1}{0,93} \right)$$

$$\boxed{q_D = 266 \text{ [ADE/h]}}$$

- Vuelta a la izquierda.

$$q_{VLzq} = \frac{VHMD_{VLzq}}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_{VLzq}) = \frac{18}{0,95} \left(\frac{1}{0,93} \right) (1,6)$$

$$\boxed{q_{VLzq} = 33 \text{ [ADE/h]}}$$

- Vuelta a la derecha.

$$q_{VDer} = \frac{VHMD_{VDer}}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_{VDer}) = \frac{12}{0,95} \left(\frac{1}{0,93} \right) (1,4)$$

$$q_{VDer} = 19 \text{ [ADE/h]}$$

Por lo tanto el flujo equivalente en el acceso Norte-Sud será:

$$q_T = q_D + q_{VIzq} + q_{VDer} = 266 + 33 + 19$$

$$q_T = 318 \text{ [ADE/h]}$$

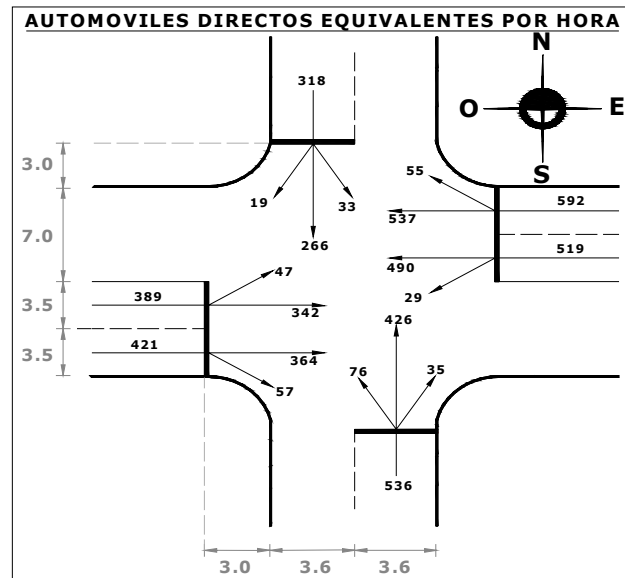
Realizar el 3º paso para cada acceso. Para facilitar el procedimiento se lo realizará por medio de tablas:

Tabla N° 7.2 Cálculo de flujo de automóviles directos equivalentes por hora

	ACCESO	MOVIMIENTO	VHMD (Automóviles/h)	FHMD	f_{vp}	E_v (ADE)	q_v (ADE/h)	q_T (ADE/h)
Fase 1	Este-Oeste	Directo	474	0,95	0,93	1	537	592
		Derecha	35	0,95	0,93	1,4	55	
		Directo	433	0,95	0,93	1	490	519
		Izquierda	16	0,95	0,93	1,6	29	
	Oeste-Este	Directo	322	0,95	0,93	1	364	421
		Derecha	36	0,95	0,93	1,4	57	
		Directo	302	0,95	0,93	1	342	389
		Izquierda	26	0,95	0,93	1,6	47	
Fase 2	Norte-Sud	Directo	235	0,95	0,93	1	266	318
		Izquierda	18	0,95	0,93	1,6	33	
		Derecha	12	0,95	0,93	1,4	19	
	Sud-Norte	Directo	376	0,95	0,93	1	426	537
		Izquierda	42	0,95	0,93	1,6	76	
		Derecha	22	0,95	0,93	1,4	35	

Ref. Elaboración propia

NOTA: Los valores en negrilla son los flujos críticos o máximos por carril correspondiente a cada fase, $q_{i \max}$



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.9 Automóviles directos equivalentes por hora

4º PASO. Cálculo de la longitud de los intervalos de cambio para cada fase.

Según la teoría los valores usuales y sugeridos para este 4º paso son:

$$L = 6,1 \text{ m} ; t = 1 \text{ s} ; a = 3,05 \text{ m/s}^2$$

Fase 1 (accesos Este y Oeste):

Ancho efectivo = $W = 3 + 3,6 + 3,6 = 10,2 \text{ m}$

Sabemos que para el acceso EO-OE la velocidad es:

$$v = 50 \text{ (km/h)} \times \left(\frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}} \right) \times \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 13,89 \text{ m/s}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$y_1 = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{W + L}{v} \right) = \left(1 + \frac{13,89}{2 \times 3,05} \right) + \left(\frac{10,20 + 6,1}{13,89} \right)$$

$$\boxed{y_1 = 3 + 1 = 4 \text{ [s]}}$$

Por lo tanto:

$$\text{Amarillo} = A_1 = 3 \text{ s.}$$

$$\text{Todo Rojo} = TR_1 = 1 \text{ s.}$$

Fase 2 (accesos Norte y Sud):

Ancho efectivo = $W = 3 + 7 + 3,5 + 3,5 = 17 \text{ m}$

Sabemos que para el acceso NS-SN la velocidad es:

$$v = 40(\text{km/h}) \times \left(\frac{1000\text{m}}{1\text{km}} \right) \times \left(\frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \right) = 11,11\text{m/s}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$y_2 = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{W+L}{v} \right) = \left(1 + \frac{11,11}{2 \times 3,05} \right) + \left(\frac{17 + 6,1}{11,11} \right)$$

$$\boxed{y_2 = 3 + 2 = 5 \text{ [s]}}$$

Por lo tanto:

$$\text{Amarillo} = A_2 = 3 \text{ s.}$$

$$\text{Todo Rojo} = TR_2 = 2 \text{ s.}$$

5º PASO. Tiempo perdido por fase. (l_i).

$$l_i = A_i$$

$$\boxed{l_1 = A_1 = 3 \text{ [s]}}$$

$$\boxed{l_2 = A_2 = 3 \text{ [s]}}$$

6º PASO. Tiempo total perdido por ciclo (L).

$$L = \sum_{i=1}^g (l_i) + \sum_{i=1}^g (TR_i) = \sum_{i=1}^2 (l_i) + \sum_{i=1}^2 (TR_i) = (l_1 + l_2) + (TR_1 + TR_2)$$

$$\boxed{L = (3 + 3) + (1 + 2) = 9 \text{ [s]}}$$

7º PASO. Máximas relaciones de flujo actual (q) a flujo de saturación (s) por carril para cada fase “i”.

$$\boxed{\beta_i = \frac{q_{i\max}}{s}}$$

$q_{1\max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “1”.

$q_{2\max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “2”.

$$\boxed{\beta_1 = \frac{q_{1\max}}{s} = \frac{592}{1800} = 0,329}$$

$$\boxed{\beta_2 = \frac{q_{2\max}}{s} = \frac{537}{1800} = 0,298}$$

8º PASO. Cálculo de la longitud del ciclo óptimo (C_o) según Webster.

$$C_o = \frac{1,5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^{\phi} \beta_i} = \frac{1,5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^2 \beta_i} = \frac{1,5L + 5}{1 - (\beta_1 + \beta_2)} = \frac{1,5(9) + 5}{1 - (0,329 + 0,298)}$$

$$C_o = 49,6[s]$$

Por lo tanto, redondeando el valor obtenido a los 5 segundos más cercanos, la longitud de ciclo a utilizar será:

$$\boxed{C = 50 [s]}$$

9º PASO. Tiempo verde efectivo total (g_T)

$$g_T = C - L = 50 - 9$$

$$\boxed{g_T = 41 [s]}$$

10º PASO. Reparto de los tiempos verdes efectivos (g_i).

$$g_i = \frac{\beta_i}{\sum_{i=1}^{\phi} \beta_i} \times g_T$$

$$g_1 = \frac{\beta_1}{\beta_1 + \beta_2} \times g_T = \frac{0,329}{0,329 + 0,298} \times 41 \Rightarrow \boxed{g_1 = 22 [s]}$$

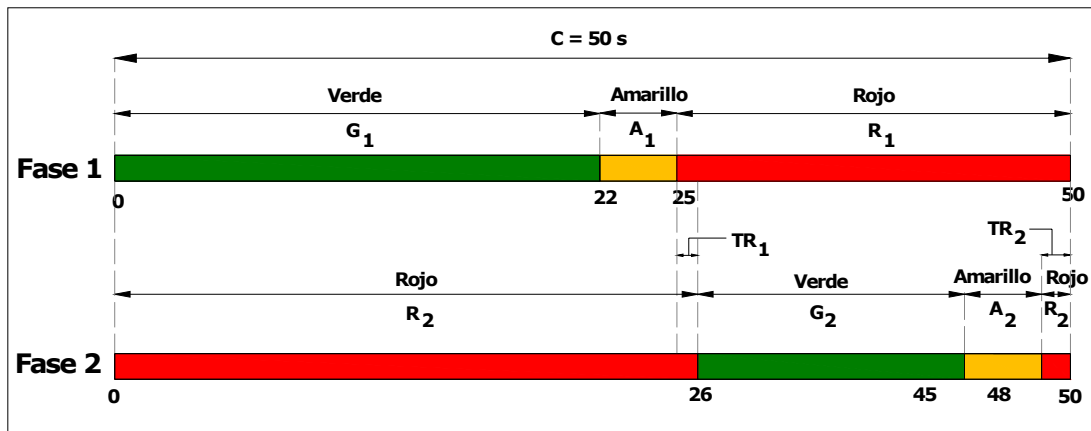
$$g_2 = \frac{\beta_2}{\beta_1 + \beta_2} \times g_T = \frac{0,298}{0,329 + 0,298} \times 41 \Rightarrow \boxed{g_2 = 19 [s]}$$

11º PASO. Determinación de los tiempos verdes reales (G_i).

$$G_i = g_i + l_i - A_i$$

$$G_1 = g_1 + l_1 - A_1 = 22 + 3 - 3 \Rightarrow \boxed{G_1 = 22 [s]}$$

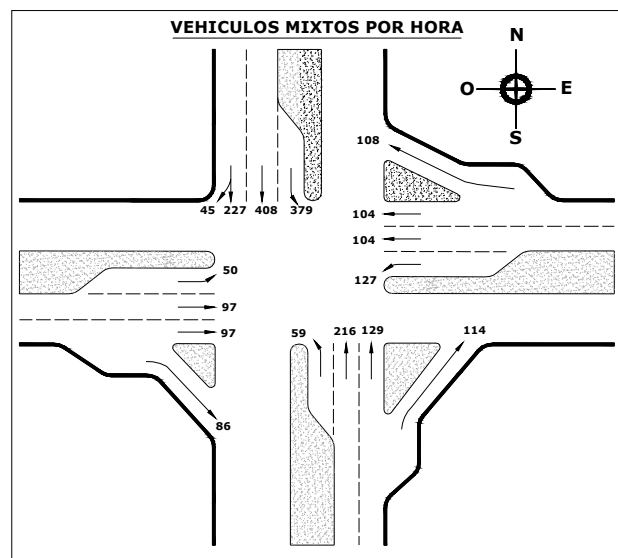
$$G_2 = g_2 + l_2 - A_2 = 19 + 3 - 3 \Rightarrow \boxed{G_2 = 19 [s]}$$

12° PASO. Diagrama de tiempos en dos fases.

Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.10 Diagrama de tiempos en dos fases

Ej.7.3.- En la figura N° 7.11 se presentan los volúmenes máximos horarios en vehículos mixtos en la intersección de dos arterias principales.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.11 Volúmenes máximos horarios en vehículos mixtos

Adicionalmente se presentan los siguientes datos:

- Porcentaje de autobuses:

6% acceso Norte

9% acceso Sur

11% acceso Este

11% acceso Oeste

- Factor de hora de máxima demanda: 0,85 para todos los accesos.

- Automóviles equivalentes:

1,5 por Autobuses

1,4 por vueltas a la izquierda

1,2 por vueltas a la derecha

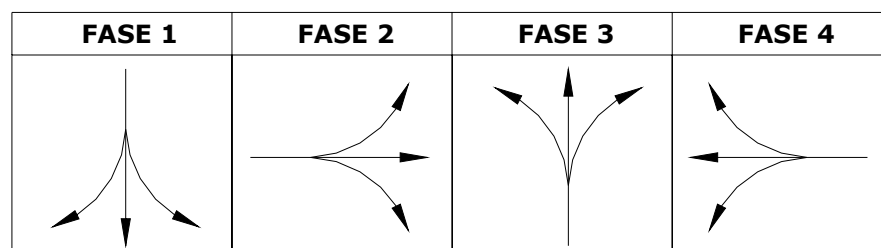
- Según los anchos existentes de los carriles y las líneas separadoras centrales de la intersección, considérese para cada fase un intervalo amarillo de 3 segundos y un intervalo todo rojo de 2 segundos.

- Debido a la disponibilidad de carriles especiales de vuelta a la derecha en los accesos Este, Sur, y Oeste, los vehículos realizan esta maniobra sin la influencia del semáforo, excepto los del acceso Norte donde la vuelta a la derecha es compartida con movimientos directos.

- Tiempo perdido por fase: 3 segundos.

- Flujo de saturación: 1800 automóviles directos equivalentes por hora de luz verde por carril.

Se requiere determinar la programación de los tiempos del semáforo, operando la intersección en un plan de cuatro fases, una para cada acceso como se muestra en la figura N° 7.12



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.12 Fases propuestas

Datos:

Porcentaje de buses por acceso:

$P_B = 6\%$ (Acceso Norte)

$P_B = 9\%$ (Acceso Sur)

$P_B = 11\%$ (Acceso Este)

$$P_B = 11\% \text{ (Acceso Oeste)}$$

$$FHMD = 0,85$$

$$E_B = 1,5$$

$$E_{V \text{ Izq}} = 1,4$$

$$E_{V \text{ Der}} = 1,2$$

$$\text{Amarillo} = A = 3 \text{ segundos (para cada fase)}$$

$$\text{Todo Rojo} = TR = 2 \text{ segundos (para cada fase)}$$

$$\text{Tiempo perdido por fase: } l = 3 \text{ segundos}$$

$$s = 1800 \text{ automóviles equivalentes por hora de luz verde por carril (ADE).}$$

$$\text{Número de fases, } \phi = 4$$

Solución:

1º PASO. Determinar el factor de ajuste por efecto de vehículos pesados.

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + P_C(E_C - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

Acceso Norte:

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + 0 + 6(1,5 - 1) + 0} \Rightarrow \boxed{f_{vp} = 0,97}$$

Acceso Sur:

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + 0 + 9(1,5 - 1) + 0} \Rightarrow \boxed{f_{vp} = 0,96}$$

Acceso Este y Oeste:

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + 0 + 11(1,5 - 1) + 0} \Rightarrow \boxed{f_{vp} = 0,95}$$

2º PASO. Determinar los factores por movimientos de vuelta. (en este caso son datos conocidos del problema)

$$E_{V \text{ izquierda}} = 1,4 \text{ ADE}$$

$$E_{V \text{ derecha}} = 1,2 \text{ ADE}$$

3º PASO. Flujos de automóviles directos equivalentes.

Acceso Norte:

- Movimiento directo carril derecho.

$$q_D = \frac{VHMD_D}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) = \frac{227}{0,85} \left(\frac{1}{0,97} \right)$$

$$q_D = 266 \text{ [ADE/h]}$$

- Movimiento directo carril central.

$$q_D = \frac{VHMD_D}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) = \frac{408}{0,85} \left(\frac{1}{0,97} \right)$$

$$q_D = 495 \text{ [ADE/h]}$$

- Vuelta a la izquierda.

$$q_{VLzq} = \frac{VHMD_{VLzq}}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_{VLzq}) = \frac{379}{0,85} \left(\frac{1}{0,97} \right) (1,4)$$

$$q_{VLzq} = 644 \text{ [ADE/h]}$$

- Vuelta a la derecha.

$$q_{VDer} = \frac{VHMD_{VDer}}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{vp}} \right) (E_{VDer}) = \frac{45}{0,85} \left(\frac{1}{0,97} \right) (1,2)$$

$$q_{VDer} = 65 \text{ [ADE/h]}$$

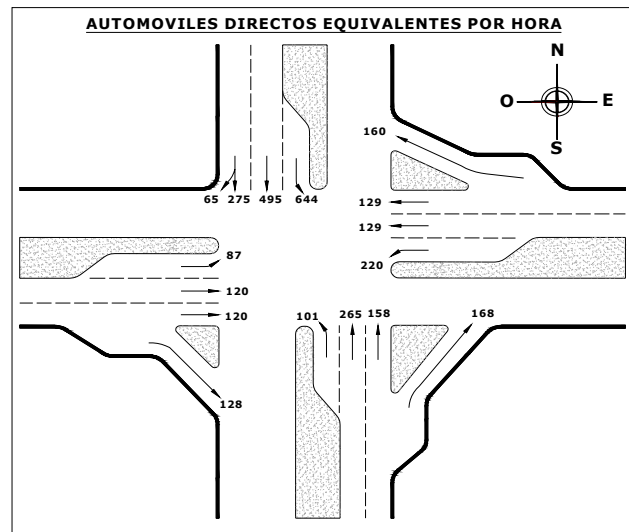
Realizar el 3º paso por medio de tablas:

Tabla N° 7.3 Cálculo de flujo de automóviles directos equivalentes por hora

	ACCESO	MOVIMIENTO	VHMD (Automóviles/h)	FHMD	fvp	E _v (ADE)	q _v (ADE/h)
Fase 1	Norte-Sur	Directo carril derecho	227	0,85	0,97	1	275
		Directo carril central	408	0,85	0,97	1	495
		Izquierda	379	0,85	0,97	1,4	644
		Derecha	45	0,85	0,97	1,2	65
Fase 2	Oeste-Este	Directo carril derecho	97	0,85	0,95	1	120
		Directo carril central	97	0,85	0,95	1	120
		Izquierda	50	0,85	0,95	1,4	87
		Derecha sin semáforo	86	0,85	0,95	1,2	128
Fase 3	Sur-Norte	Directo carril derecho	129	0,85	0,96	1	158
		Directo carril central	216	0,85	0,96	1	265
		Izquierda	59	0,85	0,96	1,4	101
		Derecha sin semáforo	114	0,85	0,96	1,2	168
Fase 4	Este-Oeste	Directo carril derecho	104	0,85	0,95	1	129
		Directo carril central	104	0,85	0,95	1	129
		Izquierda	127	0,85	0,95	1,4	220
		Derecha sin semáforo	108	0,85	0,95	1,2	160

Ref. Elaboración propia

NOTA: Los valores en negrilla son los flujos críticos o máximos por carril correspondiente a cada fase, $q_{i \max}$



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.13 Automóviles directos equivalentes por hora

4° PASO. Cálculo de la longitud de los intervalos de cambio para cada fase.

Nota: Este paso ya no es necesario debido a que se tiene como dato los intervalos de amarillo y todo rojo para cada fase.

Por lo tanto:

$$\text{Amarillo} = A = 3 \text{ s.}$$

$$\text{Todo Rojo} = TR = 2 \text{ s.}$$

(Para cada fase)

5° PASO. Tiempo perdido por fase. (l_i).

Nota: Este paso ya no es necesario debido a que se tiene como dato para cada fase.

Por lo tanto:

$$l_i = A_i$$

$$l = A = 3 \text{ [s]}$$

(Para cada fase)

6° PASO. Tiempo total perdido por ciclo (L).

$$L = \sum_{i=1}^4 (l_i) + \sum_{i=1}^4 (TR_i) = \sum_{i=1}^4 (l_i) + \sum_{i=1}^4 (TR_i) = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) + (TR_1 + TR_2 + TR_3 + TR_4)$$

$$L = (3 + 3 + 3 + 3) + (2 + 2 + 2 + 2)$$

$$L = 20 \text{ [s]}$$

7º PASO. Máximas relaciones de flujo actual (q) a flujo de saturación (s) por carril para cada fase “i”.

$$\beta_i = \frac{q_{imax}}{s}$$

$q_{1\max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “1”.

$q_{2\max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “2”.

$q_{3\max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “3”.

$q_{4\max}$ = Flujo crítico o máximo por carril de la fase “4”.

$$\beta_1 = \frac{q_{1\max}}{s} = \frac{644}{1800} = 0,358$$

$$\beta_2 = \frac{q_{2\max}}{s} = \frac{120}{1800} = 0,067$$

$$\beta_3 = \frac{q_{3\max}}{s} = \frac{265}{1800} = 0,147$$

$$\beta_4 = \frac{q_{4\max}}{s} = \frac{220}{1800} = 0,122$$

8º PASO. Cálculo de la longitud del ciclo óptimo (C_o)

$$C_o = \frac{1,5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^n \beta_i} = \frac{1,5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^4 \beta_i} = \frac{1,5L + 5}{1 - (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4)} = \frac{1,5(20) + 5}{1 - (0,358 + 0,067 + 0,147 + 0,122)}$$

$$C_o = 114,4 \text{ [s]}$$

Nota: Se debe redondear el valor obtenido a los 5 segundos más cercanos, para este caso debería usarse 115 segundos, cuya diferencia es solamente en décimas de segundo del valor óptimo. Por tanto, para un mejor resultado final se redondeará a los próximos 5 segundos siguientes, entonces la longitud de ciclo a utilizar será:

$$C = 120 \text{ [s]}$$

9º PASO. Tiempo verde efectivo total (g_T)

$$g_T = C - L = 120 - 20$$

$$g_T = 100 \text{ [s]}$$

10º PASO. Reparto de los tiempos verdes efectivos (g_i).

$$g_i = \frac{\beta_i}{\sum_{i=1}^{\varphi} \beta_i} \times g_T$$

$$g_1 = \frac{\beta_1}{\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4} \times g_T = \frac{0,358}{0,358 + 0,067 + 0,147 + 0,122} \times 100 \Rightarrow \boxed{g_1 = 52 \text{ [s]}}$$

$$g_2 = \frac{\beta_2}{\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4} \times g_T = \frac{0,067}{0,358 + 0,067 + 0,147 + 0,122} \times 100 \Rightarrow \boxed{g_2 = 10 \text{ [s]}}$$

$$g_3 = \frac{\beta_3}{\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4} \times g_T = \frac{0,147}{0,358 + 0,067 + 0,147 + 0,122} \times 100 \Rightarrow \boxed{g_3 = 21 \text{ [s]}}$$

$$g_4 = \frac{\beta_4}{\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4} \times g_T = \frac{0,122}{0,358 + 0,067 + 0,147 + 0,122} \times 100 \Rightarrow \boxed{g_4 = 17 \text{ [s]}}$$

11º PASO. Determinación de los tiempos verdes reales (G_i).

$$G_i = g_i + l_i - A_i$$

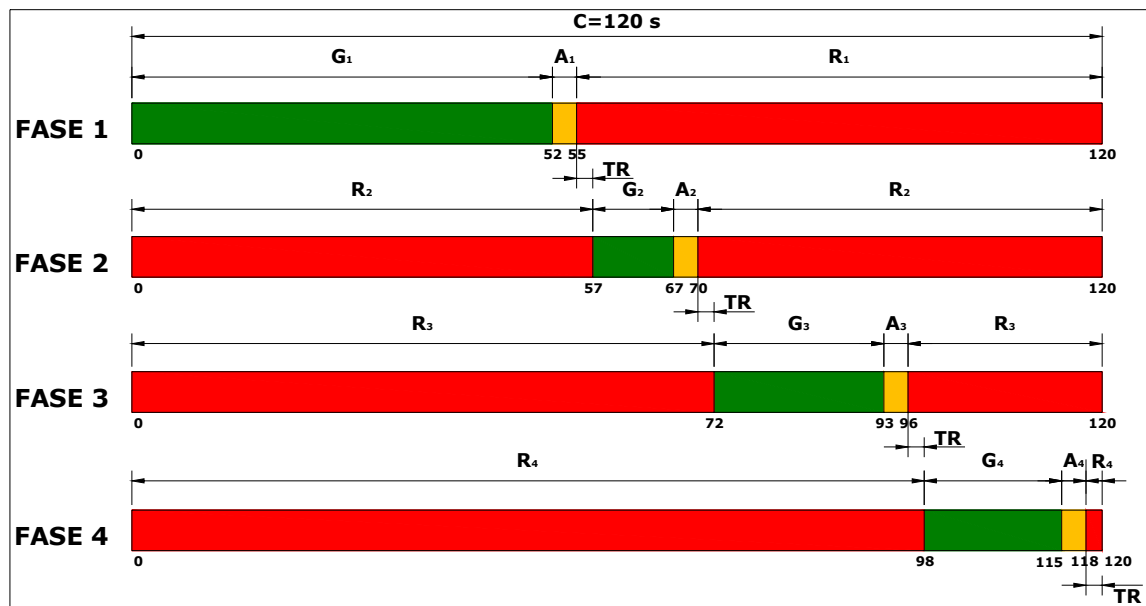
$$G_1 = g_1 + l_1 - A_1 = 52 + 3 - 3 \Rightarrow \boxed{G_1 = 52 \text{ [s]}}$$

$$G_2 = g_2 + l_2 - A_2 = 10 + 3 - 3 \Rightarrow \boxed{G_2 = 10 \text{ [s]}}$$

$$G_3 = g_3 + l_3 - A_3 = 21 + 3 - 3 \Rightarrow \boxed{G_3 = 21 \text{ [s]}}$$

$$G_4 = g_4 + l_4 - A_4 = 17 + 3 - 3 \Rightarrow \boxed{G_4 = 17 \text{ [s]}}$$

12° PASO. Diagrama de programación de tiempos en cuatro fases.



Ref. Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G.

Figura N° 7.14 Diagrama de tiempos en cuatro fases

BIBLIOGRAFÍA

- *Enciclopedia de Historia Universal*
- *Rafael Cal y Mayor-James Cárdenas. INGENIERIA DE TRANSITO 7ª Edición*
- *Transportation Research Board. HIGHWAY CAPACITY MANUAL, Special Report 209, National Research Council, Washington, D.C. 1985 y supplement to 1998*
- *Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Colombia. MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS, 1998*
- *Nicholas J. Garber-Lester A. Hoel. INGENIERIA DE TRANSITO Y CARRETERAS. Edic. Thompson Tercera Edición 2005*
- *Universidad Politécnica de Madrid. ELEMENTOS DE INGENIERIA DE TRÁFICO, Madrid 1987 Wright. INGENIERÍA DE CARRETERAS 5ª Edición*
- *James Cárdenas Grisales. DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS*
- *Servicio Nacional de Caminos (SNC)*