

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES
MAESTRÍA EN CIENCIAS DE INGENIERÍA – MENCIÓN TRANSPORTE



GIROS A LA IZQUIERDA EN INTERSECCIONES NO SEMAFORIZADAS

Autor: Ing. Violeta S. Depiante

Director: Prof. MSc. Ing. Jorge J. Galarraga

TESIS DE MAESTRIA EN TRANSPORTE

CIUDAD DE CÓRDOBA - ARGENTINA
DICIEMBRE 2010?

Agradecimientos

Quisiera agradecer a la Secretaría de Ciencia y Técnica (SeCyT) por la beca de maestría sin la cual este proyecto no hubiera sido posible.

A Jorge Galarraga.

Al Programa de Ingeniería de Transporte de la UFRJ, en particular al profesor Licinio Da Silva Portugal por la orientación y ayuda durante mi estadía en Brasil.

A mis padres por su incondicional y constante apoyo.

A mis hijos por el tiempo robado.

Resumen

Las intersecciones no semaforizadas son las más comunes en una red vial urbana. Cumplen un rol importante en el control de tránsito de una red y su funcionamiento puede terminar afectando a otros componentes del sistema. Las medidas de eficiencia resultantes dependen de las características y tipo de los vehículos y principalmente del comportamiento de los conductores, por lo tanto cualquier forma de obtención de las mismas debe reflejar de manera adecuada las condiciones locales.

En este trabajo se estudian los parámetros relevantes en el giro a la izquierda desde la calle secundaria de una intersección no semaforizada, como son el intervalo crítico y de seguimiento, que permiten la determinación de la capacidad del movimiento de giro, mediante relevamientos de campo y análisis estadísticos, analizando y ajustando la metodología propuesta en el HCM2000 y calibrando el modelo de simulación NETSIM. Finalmente se presentan algunos estudios paramétricos con los resultados obtenidos.

Abstract

Unsignalized intersections are the most common intersection within an urban network. They play a special role in traffic control and its operation can affect the behavior of other system's components. Measures of effectiveness depend on vehicle type but mainly on driver's behavior, that's why local conditions must be adequately taken into account.

In this research relevant factors affecting left turns from minor, as are critical gap and follow up time and capacity analysis, is addressed. Statistical analysis is preformed and study of relevant parameters to adjust the HCM2000 methodology and calibrate a NETSIM simulation model to local conditions. Finally some parametric studies are presented.

GIROS A LA IZQUIERDA EN INTERSECCIONES NO SEMAFORIZADAS

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	11
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	11
1.2. OBJETIVOS.....	12
1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO	12
1.4. ESTRUCTURA DEL TRABAJO	13
2. REVISION BIBLIOGRAFICA	15
2.1. CONSIDERACIONES INICIALES.....	15
2.2. CARACTERIZACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE UNA INTERSECCIÓN NO SEMAFORIZADA	15
2.3. IMPORTANCIA DE LOS INTERVALOS CRÍTICO Y DE SEGUIMIENTO	16
3. MODELOS DISPONIBLES	20
3.1. CONSIDERACIONES INICIALES.....	20
3.2. INTERVALOS CRÍTICO Y DE SEGUIMIENTO.....	21
3.2.1. Método de determinación conjunta de ambos intervalos	22
3.2.2. Método de determinación independiente de ambos intervalos.....	22
3.2.2.1. <i>Consideraciones iniciales</i>	22
3.2.2.2. <i>Determinación del intervalo de seguimiento</i>	22
3.2.2.3. <i>Determinación del intervalo crítico por el método de Ashworth</i>	23
3.2.2.4. <i>Determinación del intervalo crítico por el método de máxima verosimilitud</i>	23
3.3. MODELOS DE CAPACIDAD TEÓRICA.....	25
3.3.1. Formulación de modelos: Harders y Siegloch.....	25
3.3.2. Modelo de capacidad potencial del HCM2000.....	28
3.4. MODELOS DE ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD EN CAMPO.....	30
3.4.1. Modelos en casos de existencia de colas en la secundaria en forma continua.....	30
3.4.2. Modelos en casos de inexistencia de colas en la secundaria en forma continua.....	30
3.5. CONSIDERACIONES FINALES	31
4. ANALISIS DE SENSIBILIDAD DE LOS FACTORES DE CORRECCION DE LOS INTERVALOS CRÍTICOS, DE SEGUIMIENTO Y DE LA CAPACIDAD.....	32
4.1. CONSIDERACIONES INICIALES.....	32
4.2. FACTORES DE AJUSTES DE INTERVALOS CRÍTICOS Y DE SEGUIMIENTO	33
4.2.1. Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados	33
4.2.2. Factor de ajuste debido a pendientes.....	34
4.2.3. Factor de ajuste por cruce en etapas.....	35
4.2.4. Factor de ajuste por intersección en T.....	35

4.3. FACTORES DE CORRECCIÓN DE LA CAPACIDAD.....	37
4.3.1. Consideraciones iniciales	37
4.3.2. Corrección de capacidad por cruce en etapas.....	38
4.4. CONSIDERACIONES FINALES Y SELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS A ESTUDIAR	40
5. ESTUDIO DE FACTORES.....	41
5.1. CONSIDERACIONES INICIALES.....	41
5.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MEDICIÓN	41
5.2.1. Ubicación de la intersección	41
5.2.1. Breve descripción del relevamiento y procesamiento de datos.....	43
5.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO	44
5.3.1. Llegadas aleatorias.....	44
5.4. ESTIMACIÓN DE LOS INTERVALOS EN INTERSECCIÓN EN T.....	45
5.4.1. Determinación conjunta	45
5.4.1.1. Método de regresión lineal	45
5.4.2. Determinación independiente	48
5.4.2.1. Intervalo de seguimiento	48
5.4.2.2. Intervalo crítico: Método de Asworth	48
5.4.2.3. Intervalo crítico: Método de máxima verosimilitud	48
5.4.3. Selección de los valores para t_c y t_f	50
5.5. FACTORES DE AJUSTE DE LOS INTERVALOS.....	51
5.5.1. Por presencia de transporte público.....	51
5.5.1.1. Consideraciones iniciales.....	51
5.5.1.2. Intervalos críticos y de seguimiento medidos	52
5.5.1.3. Factor de corrección y propuesta teórica.....	53
5.5.2. Por intersección en T	56
5.5.3. Por cruce en etapas.....	57
5.6. EVALUACIÓN	58
5.6.1. Comparación resultados locales vs HCM2000.....	58
5.6.2. Análisis estadístico. Intervalo de confianza	59
5.7. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD EN INTERSECCIÓN EN T	59
5.7.1. Consideraciones iniciales	59
5.7.2. Modelos de capacidad teórica.....	60
5.7.2.2. Formulación del HCM2000.....	60
5.7.2.3. Formulación de Siegloch	60

5.7.2.4. <i>Formulación del informe NCHPR 572</i>	60
5.7.2.4. <i>Comparación de formulaciones</i>	60
5.7.3. Modelos empíricos de medición.....	61
5.7.3.1. <i>Con colas</i>	61
5.7.3.2. <i>Sin colas continuas</i>	62
5.7.3. Comparación de resultados	62
5.8. CONSIDERACIONES FINALES	63
6. MODELO DE SIMULACION MICROSCOPICA.....	66
6.1. CONSIDERACIONES INICIALES.....	66
6.2. DESCRIPCION DEL MODELO	66
6.3. PARÁMETROS DE CALIBRACION	70
6.3.1. Consideraciones iniciales	70
6.3.2. Generación de vehículos en el ingreso a un arco	70
6.3.3. Características de los vehículos	72
6.3.4. Intervalos de aceptación para cruzar.....	72
6.3.5. Familiaridad con el recorrido	75
6.3.6. Modificaciones de las tarjetas de entrada.....	75
7. VALIDACIÓN DE LOS PARÁMETROS CALIBRADOS	76
7.1. SELECCIÓN DEL ESCENARIO Y RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	76
7.2. SIMULACIÓN DE LA INTERSECCION ESTUDIADA.....	76
7.3. ESTUDIOS PARAMÉTRICOS	78
7.4. CONSIDERACIONES FINALES	84
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	89

GLOSARIO

HCM2000	Manual de capacidad de carreteras de Estados Unidos de Norteamérica. Versión año 2000.
FHWA	Administración federal de caminos de Estados Unidos de Norteamérica
NETSIM	Modelo de simulación microscópico de una red (NETwork SIMulation)
t_c	Intervalo crítico (s)
t_f	Intervalo de seguimiento (s)
TRB	Comité de investigación en transporte de Estados Unidos de Norteamérica
ARRB	Comité de investigación en transporte de Australia
ITE	Instituto de ingeniería del transporte de Estados Unidos de Norteamérica
CORSIM	Paquete de programas de simulación microscópica de tránsito (CORridor SIMulation)
E_T :	Vehículos livianos equivalentes a camiones
f_G	Factor de ajuste por pendiente
f_{HV}	Factor de ajuste por vehículos pesados.
NCHRP	Programa nacional de cooperación en investigación de carreteras de Estados Unidos de Norteamérica.
NS	Nivel de Servicio
P_T	Proporción de camiones en el tránsito total expresado en decimales
TRAFVU	Programa de visualización del modelo NETSIM
TSIS	Programa de microsimulación (Traffic Software Integrated System).
TWSC	Intersecciones no semaforizadas controladas por dos señales de pare en los accesos secundarios
s	segundos
m	metros
vph	vehículos por hora
vps	vehículos por segundo

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Límites de valores de intervalos y capacidad	26
Tabla 5.1. Volúmenes de los accesos e intervalos críticos	35
Tabla 5.2. Valores estimados de intervalo crítico para los distintos períodos analizados, varianza y número de casos	35
Tabla 5.3. Valores estimados de intervalo de seguimiento para los distintos períodos analizados, desviación estándar y número de casos	35
Tabla 5.4: Comparación valores locales y del HCM2000	36
Tabla 5.5. Intervalo de confianza para la media (intervalo crítico)	36
Tabla 5.6. Intervalos críticos y de seguimiento	40
Tabla 5.7. Intervalos críticos y varianza de la muestra ampliada	40
Tabla 6.1. Intervalo aceptado para cruzar la corriente de la izquierda por defecto	51
Tabla 6.2. Extensión del intervalo aceptado por cantidad de carriles por defecto	51
Tabla 6.3. Modificaciones propuestas para la distribución los intervalos aceptados	53

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema de metodología utilizada	7
Figura 3.1. Movimientos y prioridades existentes en una intersección no semaforizada (Fuente: HCM2000)	12
Figura 4.1. Sensibilidad a vehículos pesados en el intervalo crítico	22
Figura 4.2. Sensibilidad a vehículos pesados en el intervalo de seguimiento	22
Figura 4.3. Sensibilidad de la capacidad a presencia de vehículos pesados	23
Figura 4.4. Influencia de la pendiente en el intervalo crítico	24
Figura 4.5. Análisis de sensibilidad de la capacidad potencial ante cambio en la pendiente del acceso secundario	24
Figura 4.6. Análisis de sensibilidad de la capacidad del cruce en etapas por modificación del intervalo crítico	25
Figura 4.7. Comparación de las capacidades potenciales de intersecciones en T y en cruz vs. volumen conflictivo	25
Figura 4.8. Esquema de intersección con cruce en etapas	28
Figura 4.9. Capacidad total del movimiento de giro a la izquierda con cruce en etapas vs flujo conflictivo para diferentes tamaños de bahía de almacenamiento (m).	29
Figura 5.1. Vista de la intersección seleccionada	31
Figura 5.2. Prueba de hipótesis no paramétrica de la calidad de ajuste de la distribución de Poisson para las llegadas desde la secundaria	32
Figura 5.3. Prueba de hipótesis no paramétrica de la calidad de ajuste de la distribución de Poisson para las llegadas desde la izquierda de la calle principal	33
Figura 5.4. Prueba de hipótesis no paramétrica de la calidad de ajuste de la distribución de Poisson para las llegadas desde la derecha de la calle principal	33
Figura 5.5. Incidencia del volumen conflictivo en el valor del intervalo crítico	34
Figura 5.6. Ubicación de intersecciones en estudio	38
Figura 5.7. Intersección en estudio para factor de corrección por presencia de colectivos.	38
Figura 5.8. Comparación factores de corrección local y HCM2000	41
Figura 6.1. Parámetros de la distribución Erlang ($\alpha=1$ para distribución exponencial negativa)	50
Figura 6.1. Distribución acumulada de intervalos aceptados	52
Figura 6.2. Comparación de parámetros por defecto y locales	52

Tabla 6.3. Modificaciones propuestas en la distribución decimal de los intervalos aceptados	53
Figura 7.1. Ubicacion de la intersección bajo análisis	54
Figura 7.3. Resultados de la simulación y relevamiento	55
Figura 7.4. Resultados de la simulación	55

ANEXOS

ANEXO A
DEDUCCIÓN DE LA FORMULACIÓN DE LA CAPACIDAD TOTAL EN UN CRUCE EN ETAPAS

ANEXO B
INTERVALOS ACEPTADO Y MAXIMO RECHAZADO

ANEXO C
PRUEBA NO PARAMETRICA DE CALIDAD DEL AJUSTE

1. INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Las intersecciones sin control semafórico son las más comunes en una red vial urbana (Troutbeck et al., 1999, Luttinen, 2003). Aún cuando su capacidad pueda ser más baja que en otro tipo de intersecciones las mismas cumplen un rol importante en el control de tránsito de una red y su funcionamiento puede terminar afectando a otros componentes del sistema.

El análisis de capacidad en intersecciones no semaforizadas de una calle principal con prioridad y una secundaria regulada por dos señales de pare, se basa en una cabal caracterización y entendimiento de la interacción entre dos corrientes de tránsito conflictivas (Troutbeck y Brilon, 1996, Luttinen, 2003, Lutinen 2004, Kyte et al., 1996). El entendimiento que la conducta de los conductores, ante la corriente conflictiva a la cual se enfrenta, es un factor crucial permite afirmar que las decisiones adoptadas son más complicadas que al enfrentarse a una intersección semaforizada, en donde el momento del cruce se encuentra claramente especificado al serle asignado en forma alternativa un tiempo de uso propio de la zona conflictiva.

Claramente el número de conflictos entre las corrientes conflictivas se ve incrementado al aumentarse la complejidad y la cantidad de movimientos permitidos en la intersección, siendo superiores a los observados en intersecciones semaforizadas en donde el tipo de uso del área conflictiva entre vehículos está claramente especificado

En las intersecciones a desnivel los movimientos de cruce se separan en el espacio es decir verticalmente, en las intersecciones semaforizadas se separan en el tiempo, en cambio en las intersecciones no semaforizadas cada conductor debe encontrar un momento seguro para ejecutar el movimiento deseado mediante la observación de la circulación del tránsito, las señales y las prioridades pertinentes.

El criterio de prioridades de las diferentes corrientes vehiculares que acceden a la intersección es claro en la teoría pero en la práctica estas pueden no respetarse y por lo tanto todos los análisis que se realicen al respecto deben ser corroborados a fin de poder reflejar de manera adecuada el comportamiento de los conductores. Estos no sólo pueden no respetar prioridades sino que también pueden ser arriesgados en su manejo lo que se reflejaría en mayores capacidades y menores demoras en desmedro de la seguridad, lo que incrementaría la probabilidad de colisiones.

El conductor en una intersección no semaforizada debe enfrentarse a dos cuestiones básicas: (1) la de decidir según su propio criterio y uso cuando debería ingresar a la intersección porque le corresponde y (2) la de definir el momento en que resulta seguro hacerlo. Según Raff (Raff, 1950) se puede interpretar como una oferta continua de intervalos en la corriente principal que el conductor acepta o rechaza según su criterio personal. Habrá algún intervalo intermedio entre estos que definirá el límite entre el ingreso o no a la corriente prioritaria. Este intervalo será relevante a la hora de analizar la operación de la intersección. Según sea su valor será la capacidad del acceso secundario. Por lo tanto las variaciones en el comportamiento de los conductores en un determinado lugar y entre diferentes localizaciones tienen una significación importante en la determinación de la capacidad de una intersección no semaforizada.

En las conclusiones reportadas en el informe (NCHPR 572, 2007) se resalta el comportamiento del conductor como la variable que mayormente afecta la operación y se recomienda fuertemente la calibración de modelos para tener en cuenta el comportamiento

local de los conductores y cambios por experiencia de los conductores a lo largo del tiempo para realizar estimaciones de capacidad acertadas.

El Manual de Capacidad de Carreteras, compendio de años de investigación empírica y teórica realizada en Estados Unidos de Norteamérica, en su versión del año 2000 (TRB, 2000) contiene una detallada metodología para calcular la capacidad y el nivel de servicio en intersecciones controladas por dos señales de pare (Capítulo 17:TWSC) en correspondencia con el funcionamiento de intersecciones de una calle principal con una secundaria de nuestra realidad; definiendo la capacidad para cada movimiento en la intersección bajo condiciones de circulación de Norteamérica.

Bajo la premisa de representar las condiciones locales en modelos no desarrollados para nuestra realidad y dada la complejidad de las interrelaciones entre las variables intervinientes en la comprensión de la operación en intersecciones no semaforizadas y a la escasa producción local en la temática, se propone el abordaje del tema. Se profundiza el estudio para el caso particular del giro a la izquierda desde la calle secundaria en una intersección de tres ramas mediante la utilización de la metodología del HCM2000.

1.2. OBJETIVOS

Como objetivo general se propone adecuar la metodología para la determinación de capacidad en intersecciones no semaforizadas de una calle principal con una secundaria, mediante la estimación de algunos parámetros de cálculo relevantes que representen adecuadamente las condiciones locales, en el caso particular del movimiento de giro a la izquierda desde la secundaria.

Como objetivos particulares siempre aplicados al caso de giros a la izquierda desde la secundaria se proponen los siguientes:

- a) Caracterizar jerarquizando los coeficientes de cálculo relevantes del HCM2000 que se encuentran bajo la influencia de los factores locales y su impacto en la determinación de la capacidad
- b) Estimar los valores de intervalos crítico y de seguimiento con sus factores de corrección para las condiciones locales mediante mediciones específicas in situ
- c) Estimar la capacidad tanto mediante modelos teóricos como con mediciones específicas in situ
- d) Calibrar el modelo de simulación microscópico NETSIM para contemplar las modificaciones propuestas y aplicarlo a una intersección
- e) Efectuar las recomendaciones pertinentes que permitan la adecuación de los coeficientes de cálculo de capacidad a las condiciones locales mediante una experimentación controlada

Los conocimientos a desarrollar contribuirán a mejorar las bases para el cálculo de intersecciones no semaforizadas, utilizando la metodología del Manual de Capacidad en su versión del año 2000 de los Estados Unidos de Norte América (TRB, 2000) y modelos de simulación existentes, pero con parámetros representativos de las características locales.

1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

A los fines de lograr los objetivos propuestos, la metodología de trabajo incluye:

1. Revisión bibliográfica. Caracterización de los factores de corrección de los intervalos y capacidad según las metodologías disponibles.
2. Análisis de sensibilidad, jerarquización de los factores según su influencia en los resultados y selección de las variables a estudiar.

3. Estudio del comportamiento local de los factores de ajuste considerados más relevantes. Elección de escenarios. Relevamiento y procesamiento estadístico de datos. Cálculo de intervalos críticos y factores de corrección. Determinación de capacidad teórica. Determinación de capacidad real.
4. Calibración del modelo de simulación NETSIM para contemplar las modificaciones propuestas y su aplicación a una intersección no semaforizada de la Ciudad de Córdoba.
5. Propuesta de adecuación de los parámetros que se consideren convenientes para el cálculo de intervalo crítico y capacidad de giros a la izquierda desde la calle secundaria, en intersecciones no semaforizadas.

En la Figura 1.1 se esquematiza la metodología.

1.4. ESTRUCTURA DEL TRABAJO

Además del presente apartado, este trabajo incluye otros cinco capítulos.

El Capítulo 2 contiene una revisión bibliográfica referida al funcionamiento de una intersección no semaforizada y la importancia en la definición de la capacidad de los intervalos críticos y de seguimiento.

El Capítulo 3 presenta los modelos disponibles más utilizados en la determinación de los intervalos crítico, capacidades teóricas y medición de capacidad in situ.

El Capítulo 4 realiza un análisis de sensibilidad de los factores intervinientes en la metodología para concluir con la selección de los más relevantes que serán evaluados en los capítulos siguientes. El capítulo finaliza con la formulación definitiva de los parámetros que serán estudiados.

En el Capítulo 5 se realiza el estudio de los factores seleccionados en escenarios acordes a cada uno de ellos.

El Capítulo 6 describe de manera sucinta el modelo de simulación NETSIM y propone los ajustes locales de los parámetros que el modelo define por defecto para su calibración.

En el Capítulo 7 se considera un caso de aplicación, mediante la utilización del modelo de simulación microscópico NETSIM ya calibrado con los factores estudiados.

En el Capítulo 8 resume las conclusiones de las diferentes modelaciones y presenta recomendaciones para futuros trabajos de investigación.

2. REVISION BIBLIOGRAFICA

2.1. CONSIDERACIONES INICIALES

En el presente capítulo se presenta una revisión bibliográfica que permite enmarcar el trabajo en forma teórica. Las diversas secciones que componen el capítulo pueden ser agrupados en tres partes: una primera donde se describen las características generales de funcionamiento de las intersecciones y estudios realizados, una segunda sección en donde se describen la importancia de la determinación de intervalos críticos y de seguimiento y finalmente en la tercera parte se describen conceptos de capacidad.

2.2. CARACTERIZACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE UNA INTERSECCIÓN NO SEMAFORIZADA

La capacidad de un movimiento en una intersección no semaforizada depende entonces de la cantidad de tránsito con el que deba enfrentarse el conductor de la secundaria para poder realizar el movimiento deseado, es decir del tránsito que está en conflicto con dicho movimiento y de los intervalos disponibles dentro de esa corriente como así también de su distribución y de las decisiones de los conductores sobre la secundaria. Es decir que la capacidad de un movimiento depende del volumen conflictivo al movimiento, el intervalo crítico de aceptación y el de seguimiento. Siguiendo con la interpretación de Raff, habrá uno de esos valores de intervalos ofrecidos que será límite entre la aceptación o el rechazo, llamado intervalo crítico que se entiende como el tiempo necesario entre los vehículos de la corriente principal para que ingrese uno desde la calle secundaria (si es superado aceptaría y si es inferior rechazaría el ingreso) y el de seguimiento como el intervalo entre los vehículos de la secundaria que utilizan ese mismo valor de intervalo de la principal para poder realizar su movimiento. Está claro también que tasas de descarga de los movimientos desde la secundaria inferiores implican formación de colas y aumento de demoras, lo cual requiere un ajuste de tales intervalos según comportamientos locales.

A su vez define el nivel de servicio a partir de la demora de control, la cual se encuentra afectada principalmente por los mismos factores, además de otros aspectos de menor importancia

En su metodología ofrece valores correspondientes a intervalos críticos y de seguimiento básicos (en condiciones base), para diferentes tipos de movimientos en intersecciones de calles principales con secundarias reguladas por señal de Pare, obtenidos empíricamente para conductores de Estados Unidos de Norte América es decir, dependientes del comportamiento de los conductores y de los tipos de vehículos. También efectúa correcciones por situaciones que difieren de la que propone como base afectando a dichos valores por presencia de vehículos pesados, existencia de pendiente, presencia de mediana, intersección de tres ramas (en T). Estos valores y sus correcciones han sido determinados empíricamente, y por lo tanto también dependen del comportamiento de los conductores locales (Galarraga et al., 2002) como lo demuestran relevamientos realizados para las condiciones locales que permiten afirmar que el comportamiento medio de los conductores argentinos difiere apreciablemente del de los conductores de los de Estados Unidos de Norte América. Así mismo también difieren en otras realidades como la de Uruguay (Caimi y Galarraga, 2007) donde los intervalos críticos de ingreso a una corriente principal circulando por una rotonda resultan inferiores, así como y la influencia de los pesados en los mismos.

El intervalo crítico es el parámetro fundamental (Kyte et al., 1996, Troutbeck et al., 1999, Tian et al., 1999, Brilon y Wu, 2000, Lutinen 2003, Lutinen 2004, Ackcelik, 2007) y la sensibilidad de la capacidad ante variaciones del mismo es apreciable. Cabe mencionar a manera de ejemplo que partiendo de un valor de intervalo crítico base propuesto en el

HCM2000 (6,2 ; 6,5 o 7,1 para giro a la derecha, pasante o giro a la izquierda respectivamente) y de un intervalo de seguimiento fijo (3,3; 4 o 3,5 segundos para giro a la derecha, pasante o giro a la izquierda respectivamente), una disminución del 15 y 30% respectivamente de los intervalos, ocasiona un incremento en la capacidad potencial del orden del 30% y una disminución en las demoras del orden del 45% para un flujo conflictivo bajo de 100vph.

En general, en este tipo de intersecciones, los problemas que se presentan no son grandes si los volúmenes intervinientes no lo son (Troutbeck, 1997). A medida que los volúmenes (tanto de los accesos secundarios como de la vía principal) se incrementan, las demoras y las colas también lo hacen. Continuando con ejemplo anterior si el volumen conflictivo fuera de 1000 vph ocasionaría la disminución en la capacidad potencial del orden de 25%, respectivamente para giro a la derecha, pasante o giro a la izquierda (considerando los intervalos críticos base), y 10%, para las disminuciones planteadas en intervalos críticos ut supra.

La mayoría de los procedimientos de análisis de capacidad en las intersecciones no semaforizadas se basan en modelos estocásticos por ejemplo la teoría de aceptación de intervalos. La capacidad es una función dependiente de la disponibilidad de intervalos. Un intervalo crítico es un intervalo mínimo de tiempo en la corriente principal en la que un movimiento secundario tiene lugar. Esta metodología fue desarrollada en Alemania por Harders en 1968 y por Sieglloch en 1973, sin olvidar que los fundamentos teóricos de la misma se remontan a científicos anglo sajones como Major y Buckley en 1962 y Tanner también en el mismo año (Luttinen, 2003). Tanto los manuales de capacidad de Alemania como el de Estados Unidos de Norteamérica y el suizo contemplan este criterio.

En Inglaterra los análisis de capacidad se basan en modelos estadísticos, ecuaciones de regresión empíricas como las de Kimber y Coombe en 1980. Este método no es sensible a los modelos de distribución de los intervalos pero puede modelar condiciones de congestión elevada.

Una tercera opción está basada en una analogía con el funcionamiento de una intersección semaforizada sugerido por Winsten en 1956 y recientemente desarrollado por Akcelik en 1994. En este grupo, los tiempos de bloqueo de las corrientes prioritarias se consideran como intervalos de rojo y los períodos disponibles para la corriente secundaria se consideran intervalos de verde. El procedimiento ACF, flujos conflictivos aditivos, desarrollado por Brilon y Wu en 2001 y 2002 es similar a este último.

2.3. IMPORTANCIA DE LOS INTERVALOS CRÍTICO Y DE SEGUIMIENTO

De los trabajos relacionados con el análisis de capacidad de intersecciones no semaforizadas (Troutbeck et al., 1996), (Kyte et al., 1996), (Luttinen, 2004) y otros; la mayoría considera como parámetro clave en el análisis de capacidad la determinación del valor del intervalo crítico (tiempo necesario entre los vehículos de la corriente principal para el ingreso de un vehículo de la calle secundaria); como así también el intervalo de seguimiento (intervalo entre vehículos en cola sobre la secundaria que ingresan en un mismo intervalo crítico de la corriente conflictiva o principal). Estos valores son los que mejor representan la influencia del comportamiento de los conductores en las condiciones del tráfico (Weinert, A., 1999).

El Manual de Capacidad (TRB, 2000) de caminos es un compendio de experiencias realizadas en ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA a lo largo de muchos años en materia de los distintos componentes de la infraestructura vial. Desde 1950, cuando salió la primera edición hasta el día de hoy en sus versiones 1965, 1985, 1994 y 2000 ha ido

modificando y ampliando las metodologías involucradas. La próxima versión estará disponible para diciembre de 2010.

A partir de su versión del año 1985 el manual presenta una metodología (Capítulo 10) para intersecciones no semaforizadas, pero a diferencia de los restantes capítulos, basados en proyectos financiados por el estado, éste basó su procedimiento en metodologías desarrolladas originalmente en Alemania, con escasa calibración para las condiciones de circulación norteamericanas. En su versión de 1994 se corrigieron algunas de esas deficiencias y se introdujo en el cálculo una fórmula de demora. Igualmente no se corrigieron todas estas falencias, y los procedimientos no se calibraron con una base de datos propia que reflejara el comportamiento de los conductores norteamericanos. La metodología no contemplaba, por ejemplo, que el arribo de vehículos sobre la principal fuera en pelotón.

En enero de 1993 la Universidad de Idaho en cooperación con Kittelson y Asociados, la Universidad de Ruhr y la Universidad de Tecnología de Queensland iniciaron un estudio, proyecto NCHRP 3-46 (Kyte et al., 1996) financiado por la FHWA, de investigación y desarrollo de nuevos procedimientos para intersecciones. Se confeccionó una base de datos de 79 lugares obteniéndose un total de 128 horas de filmación con información congruente. Los resultados de este megaproyecto sentaron las bases del Capítulo 17 del HCM2000. En esta nueva versión, más inclusiva, se tuvieron en cuenta muchos de los desarrollos en las metodologías ya estudiadas en Alemania y Australia con anterioridad.

Desde entonces los aportes nuevos no hay sido muchos excepto algunos trabajos del mismo equipo y sus sucesores relacionados con observaciones realizadas en campaña que no representan las condiciones base supuestas en la metodología. Por ejemplo, la prioridad relativa de los vehículos de la calle principal (Troutbeck et al., 1998). En este trabajo se analiza el efecto que tiene sobre la capacidad el hecho de que un vehículo de la calle secundaria ingrese a la misma con un intervalo menor al crítico obligando a vehículos de la principal a frenar para que aquel pueda completar la maniobra, con lo cual el supuesto de prioridades relativas no se estaría cumpliendo. También Troutbeck presenta en otro de sus trabajos (Troutbeck, 1997) la utilización de otras distribuciones de frecuencias para los intervalos concluyendo que la exponencial negativa utilizada resulta bastante adecuada.

En el trabajo (Brilon et al., 1996) se trata el procedimiento de corrección para considerar el cruce en dos etapas, debido a la existencia de una mediana física que puede almacenar vehículos durante el cruce. Su título refleja el objetivo del trabajo. En este documento se explica, aclara y fundamenta, la metodología que plantea el HCM2000 que solo presenta la utilización de tres fórmulas complicadas sin ninguna explicación. Si nos remitimos al documento del proyecto (NCHRP 3-46) observamos que su trabajo se basó directamente en este y además presenta una familia de ábacos que permiten una mayor facilidad para la aplicación de la metodología.

En el Capítulo 8 de Troutbeck y Brilon (Troutbeck y Brilon, 1999) presentan la teoría acerca de la operación en intersecciones no semaforizadas. En el trabajo se muestra que el método de máxima verosimilitud es un método adecuado para la determinación del intervalo crítico y se presentan las ecuaciones para poder realizarlo; a su vez también presentan otras distribuciones que se podrían utilizar.

Recientemente en el área de electrónica se están desarrollando nuevas herramientas de análisis que han sido aplicadas en el área de transporte como son "autómata celular" (Wang, 2002); "técnica de conflicto" (Brilon et al., 2005, Wu, 2006) al análisis de capacidad en intersecciones no semaforizadas e intervalos de descarga desde uno de los accesos. El concepto básico en autómata celular aplicado a la modelación de una intersección no semaforizada consiste en que el espacio está dividido en pequeñas células que están o no

encendidas reflejando la existencia o no de un vehículo en la misma. Las medidas de eficiencia analizadas reflejan que es muy buen método sólo un poco complicado de aplicar (Modelling ...). Otra de las técnicas aplicadas es la de técnica de conflicto, en donde para definir la capacidad de los movimientos en una intersección se analizan zonas de conflicto y aplican probabilidades.....

En todos los trabajos mencionados, con la utilización de metodologías tradicionales, se destaca la importancia de los intervalos crítico y de seguimiento para una eficiente estimación de la capacidad de los movimientos desde la secundaria y por ende en las medidas de eficiencia tales como la demora y la longitud de cola. En general todos los estudios están basados en el documento publicado en 1996 (Kyte et al., 1996) que recopiló en cierta manera investigaciones anteriores realizadas en Alemania, Australia, Suiza y el mismo Estados Unidos al estar el equipo de trabajo conformado por especialistas de los distintos países. Al haber sido concebida desde el inicio como un crisol de metodologías ya existentes, se considera que este trabajo contempla la metodología más empleada y resultó ser el pilar metodológico y con base de datos propia para la confección del HCM2000 adaptando parámetros a la realidad local tanto de intervalos críticos como de capacidad.

La metodología más adecuada y aceptada en la determinación de los intervalos críticos es la del modelo de aceptación de intervalos (Brilon et al., 1997) y otros. Aunque se presenta recientemente un nuevo modelo de estimación basado en el equilibrio de probabilidades (Wu N., 2007) en donde el equilibrio se establece macroscópicamente utilizando las funciones de distribución acumuladas de los intervalos aceptado y rechazado obteniendo la curva de distribución de probabilidades del intervalo crítico.

En Tian et al. (1999) se realiza la comparación de diez metodologías utilizadas para la determinación de los intervalos críticos concluyendo que la de máxima verosimilitud es la más adecuada, por la mayor eficiencia en el uso de los datos recolectados al no tener que descartar tantos casos. No obstante siempre deben descartarse los datos en el que el intervalo aceptado resulte mayor al máximo rechazado.

La revisión bibliográfica muestra que las investigaciones referidas a la estimación de capacidad y nivel de servicio en su mayoría aplican los conceptos incluidos en el Manual de Capacidad en su versión 2000 desarrollado por la TRB cuyo informe de investigación de 1996 presenta la justificación de la metodología.

En todos los casos los intervalos crítico y de seguimiento son considerados como parámetros básicos de gran importancia para el análisis la capacidad y nivel de servicio, por lo que su determinación debe ser ajustada a fin de encontrar resultados adecuados.

El valor de intervalo crítico varía de acuerdo al comportamiento del conductor por su mayor o menor agresividad en la conducción, su mayor o menor respeto de prioridades de paso, las características del parque automotor. Es decir el parámetro es una variable local propia de cada lugar (NCHPR 572, 2007).

Se asume que el intervalo crítico para un conductor es tal que todos los valores de intervalo superiores a este son aceptados por el mismo mientras que los menores son rechazados. Para la población de conductores frecuentemente se asume que los intervalos críticos tienen una distribución log-normal. El intervalo crítico de aceptación es la media de los intervalos críticos de los conductores y se utiliza para cuantificar el comportamiento global de la población de conductores. Este término se utiliza en las ecuaciones de capacidad y demora.

La ARRB utiliza el método de máxima verosimilitud para estudiar la distribución de los intervalos críticos. Muchos de los restantes métodos de evaluación del intervalo crítico

tienen sesgos considerables. La ecuación de Kimber (B9) expresa una razón prácticamente constante entre el tiempo de seguimiento y el intervalo crítico. Este valor, de 0.60, permite determinar el intervalo crítico a partir del conocimiento del intervalo de seguimiento que es fácilmente medible en campo.

Comentario

Los intervalos críticos de por si no son importantes en cuanto a su utilización final sino en cuanto son utilizados en la determinación de la capacidad, de allí su importancia

3. MODELOS DISPONIBLES

3.1. CONSIDERACIONES INICIALES

Este apartado se encuentra dividido en cuatro partes. En la primera se presentan los modelos a emplear en la obtención de los intervalos críticos y de seguimiento, en la segunda los correspondientes a los modelos teóricos utilizados para la determinación de la capacidad a partir de estos valores, en la tercera los modelos para la obtención de la capacidad medida directamente en campaña, y por último en la cuarta de consideraciones finales.

Antes de continuar es necesario definir lo que se entiende por intervalo. Se entiende por intervalo al tiempo que transcurre entre el cruce de los paragolpes delanteros de dos vehículos consecutivos por una línea dada. La separación en tiempo es el lapso que transcurre entre el cruce del paragolpes trasero de un vehículo y el delantero del vehículo consecutivo. Por lo tanto la diferencia entre ambos sería el tiempo para el cruce del vehículo. A veces la traducción del término “gap”, que es separación en el tiempo, se utiliza como si fuera un intervalo “headway”, y no una separación en tiempo entre vehículos. A los efectos de este trabajo el uso de ambos términos es indistinto pero el significado es el de intervalo.

Según ya se había mencionado, el procedimiento más aceptado para reflejar este comportamiento, y estimar la capacidad en intersecciones no semaforizadas, se basa en el “Modelo de Aceptación de Intervalos”. Según este modelo la calle secundaria observa la principal como una “oferta continua” de intervalos disponibles posibles de uso (Luttinen, 2004).

El modelo establece, en primera instancia un orden de prioridades de los distintos movimientos posibles dentro de la intersección. La Figura 3.1 es copia de la nomenclatura empleada en el HCM2000 para definir los movimientos y las prioridades de cada uno. Los conductores deben respetar los derechos de paso de otros conductores, es decir ceder el paso a quien corresponda. El modelo de aceptación de intervalos presentado en el HCM2000 define cuatro niveles de prioridad, por lo que las corrientes de tránsito se pueden clasificar en:

De prioridad 1: Tiene prioridad absoluta y no tiene que ceder el paso a ninguna corriente vehicular, son los movimientos pasantes y giros a la derecha desde la principal.

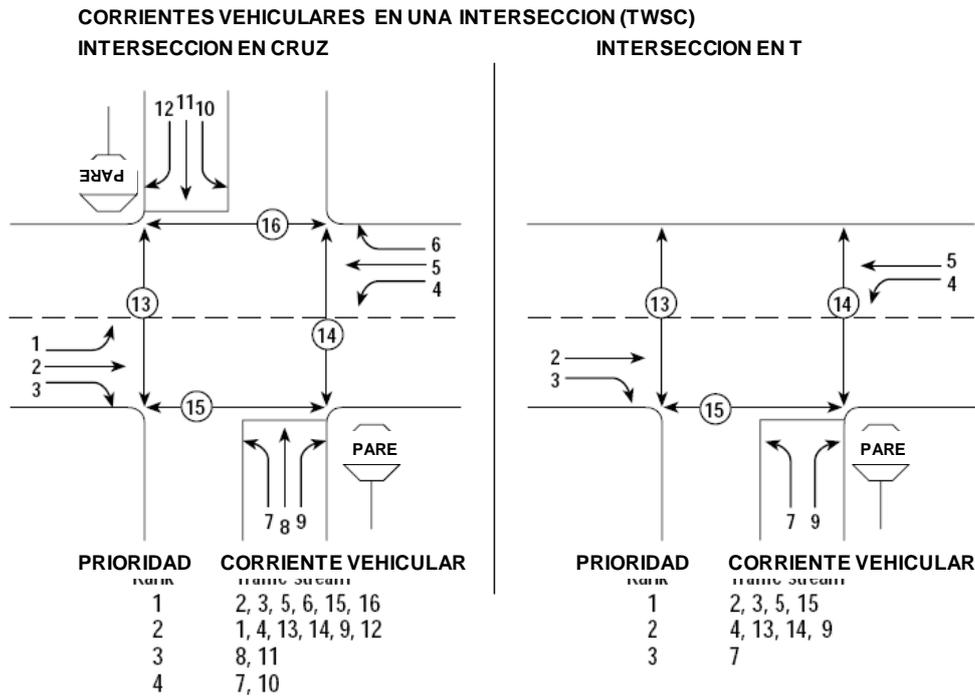
De prioridad 2: Tiene que ceder el paso a la corriente de prioridad 1, son giros a la izquierda desde la principal (GIP) y giros a la derecha desde la secundaria (GD).

De prioridad 3: Tiene que ceder el paso a la corriente de prioridad 2 y por lo tanto también a la corriente de prioridad 1, son los movimientos pasantes desde la secundaria (P).

De prioridad 4: Tiene que ceder el paso a la corriente de prioridad 3 y por lo tanto también a la corriente de prioridad 2 y a la corriente de prioridad 1, son los giros a la izquierda desde la secundaria (GI).

Según lo planteado los conductores deben esperar por una oportunidad en la corriente de tránsito conflictiva segura para poder entrar a la intersección salvo la corriente de Prioridad 1 que posee paso en forma permanente en el tiempo.

Figura 3.1. Movimientos y prioridades existentes en una intersección no semaforizada
(Fuente: Exhibit 17.3. HCM2000)



3.2. INTERVALOS CRÍTICO Y DE SEGUIMIENTO

La teoría de la aceptación de intervalos supone que existe un intervalo mínimo que todos los conductores de la corriente secundaria aceptarán en similares intersecciones: el intervalo crítico (t_c). De acuerdo al modelo de comportamiento normalmente utilizado, ningún conductor entrará en la intersección a menos que el intervalo que tenga en la corriente principal sea igual o mayor al intervalo crítico. También se asume que si se presenta un intervalo muy largo en la corriente principal, dos o más conductores del acceso secundario podrían emplearlo para entrar en la intersección. La separación, medida en tiempo, entre vehículos de la corriente secundaria que aprovechan un mismo intervalo se conoce como tiempo de seguimiento (t_f). En ambos casos se estiman valores medios a partir de una muestra, y se los considera como representativos de la población. La exactitud de la estimación de la capacidad está fuertemente influenciada por la precisión de los valores de t_c y t_f . El tiempo de seguimiento se puede determinar directamente en el campo (Tian et al. 1996) mientras que el intervalo crítico no se puede medir en forma directa en campo, lo que si se puede registrar es el intervalo de aceptación.

Se han desarrollado numerosos estudios y técnicas para estimar el intervalo crítico. Entre ellos, el método de Máxima Verosimilitud ha demostrado ser el más exacto y confiable (Tian et al. 1999). Estudios anteriores (Miller 1972) han propuesto procedimientos y métodos de estimación de intervalos críticos. Los más comúnmente mencionados (Kyte et al 1996) son los de Siegloch (1973), Asworth (1970), máxima verosimilitud (Troutbeck. 1992), Raff (1950), Harders (1976), Hewitt (1992) y model logit (Cassidy, 1994).

Existen básicamente dos grandes grupos de metodologías para la estimación del intervalo crítico y del tiempo de seguimiento ya sea en forma conjunta o en forma independiente. Unas, Siegloch, lo hacen en forma conjunta y determinan ambos intervalos a la vez utilizando técnicas de regresión, mientras que Asworth, máxima verosimilitud y Hewitt, calculan los valores medios esperados del intervalo crítico y del tiempo de seguimiento por separado considerando el proceso como probabilístico.

3.2.1. Método de determinación conjunta de ambos intervalos

El método para la estimación de los intervalos críticos y de seguimiento en forma conjunta de Sieglöch es bastante confiable y simple pero aplicable en condiciones de saturación, es decir una cola continua sobre el ingreso por la calle secundaria. Se basa en el análisis de regresión del número de vehículos que utilizan un mismo intervalo versus el tamaño del intervalo. Con esto se determina tanto el intervalo crítico como el intervalo de seguimiento. Siempre que exista cola en la calle secundaria (de al menos un vehículo) el método propuesto por Sieglöch proporciona resultados aceptables (Kyte et al., 1996). El procedimiento incluye los siguientes pasos:

- Registrar para cada tamaño de intervalo t , el número de vehículos "i" que ingresan en ese intervalo.
- Calcular el tamaño promedio del intervalo $E(t)$ para cada uno de los intervalos aceptados por solamente "n" vehículos
- Ajustar una regresión lineal entre los valores promedios de tamaño de intervalo $E(t)$ (como variable dependiente) y el número de vehículos que ingresan durante este tamaño promedio de intervalo, "n" (como variable independiente).
- La pendiente de la recta de regresión es el valor estimado para el tiempo de seguimiento (t_i), ya que representa el tiempo que agrega el paso de un vehículo más de "i" a "i+1",
- El intervalo de aceptación crítico se calcula como la ordenada al origen (t_0) más la mitad del tiempo de seguimiento, ya que con menos de ese valor no entra ningún vehículo

El método de regresión no se puede aplicar si no existe cola continua. En estos casos es necesario aplicar un método probabilístico.

3.2.2. Método de determinación independiente de ambos intervalos

3.2.2.1. Consideraciones iniciales

Si por la calle secundaria no se observa formación continua de cola, que es el caso más frecuente, no se puede aplicar el método de regresión lineal debido a que los intervalos de la corriente principal no serían completamente aprovechados y en consecuencia se deben emplear otras metodologías. El intervalo de seguimiento a diferencia del crítico puede medirse directamente en campaña.

La determinación del intervalo crítico es más complicada, debido a que no se puede medir directamente en campaña. Los métodos de Asworth, máxima verosimilitud y Hewitt calculan los valores medios esperados del intervalo crítico. Se han realizado numerosos estudios al respecto. De acuerdo con (Lutinen,2004) Hewitt, Miller, Ramsey y Routledge, Troutbeck. Miller y luego Troutbeck utilizaron técnicas de simulación para evaluar un total de diez metodologías diferentes para estimar la media y la varianza del intervalo crítico de los conductores. Estos estudios demostraron que uno de los mejores métodos para estimar el intervalo crítico es el Método de la Máxima Verosimilitud.

3.2.2.2. Determinación del intervalo de seguimiento

Para la estimación del tiempo de seguimiento puede calcularse el intervalo promedio entre vehículos en cola en la calle secundaria que cruzan la intersección durante los intervalos más prolongados de la corriente principal, es decir se deben medir los tiempos entre vehículos que utilizan el mismo intervalo en la corriente principal en condiciones de cola

continua. Si el vehículo no se encontrara en cola, no se lo consideraría en los cálculos. El procedimiento es análogo al que se emplea para calcular la tasa de flujo de saturación en intersecciones semaforizadas (TRB, 2000).

3.2.2.3. Determinación del intervalo crítico por el método de Ashworth

Ya se mencionó que la obtención del intervalo crítico a partir de datos de tráfico no puede realizarse en forma directa, sin embargo se puede asumir que se encuentra comprendido entre los valores de intervalos máximo rechazado y el aceptado por el conductor, siempre y cuando el conductor presente un comportamiento consistente. Dado entonces una serie de intervalos aceptados, estos pueden describirse mediante una función de distribución estadística empírica (Kyte et al., 1996), y lo mismo ocurrirá para los intervalos críticos. Pero esta curva de distribución de frecuencias acumuladas para los intervalos críticos estaría a la izquierda de la curva de distribución de frecuencias acumuladas de los intervalos aceptados. Bajo esta premisa y si se asume una distribución exponencial de los intervalos en la corriente principal y una distribución normal para los intervalos aceptados y críticos, Ashworth (1968, 1969) encontró que el intervalo crítico medio se podía estimar a partir del intervalo de aceptación medio mediante la siguiente relación:

$$t_c = \bar{t}_a - V_p s_a^2 \quad (3.1)$$

donde:

V_p : es el volumen de tráfico prioritario de la corriente principal (veh/seg) y
 s_a^2 : es la varianza de la distribución de t_a

3.2.2.4. Determinación del intervalo crítico por el método de máxima verosimilitud

Troutbeck (1992) describe un procedimiento de estimación de intervalos críticos mediante máxima verosimilitud para. Este procedimiento permite la estimación bajo condiciones de tráfico que no sean sobresaturadas. El intervalo crítico de cada conductor se encuentra entre el intervalo máximo rechazado y el intervalo aceptado por él mismo. Si el intervalo aceptado fuera inferior al máximo rechazado se considera que el conductor está desatento. El valor rechazado puede descartarse, o bien cambiarse por un valor justo por debajo del aceptado.

Este procedimiento requiere asumir como primera medida una distribución probabilística de los valores de intervalo crítico para la población de conductores. Para la mayoría de los casos es razonable y aceptado en muchos estudios asumir una distribución log-normal, ya que está sesgada hacia la derecha y no presenta valores negativos.

Conceptualmente este método permite ajustar una distribución de probabilidades a una muestra de datos, algo análogo al ajuste por regresión lineal.

Considerando la siguiente notación:

a_i = logaritmo del intervalo aceptado por el i -ésimo conductor
 r_i = logaritmo del máximo intervalo rechazado por el i -ésimo conductor
 μ y σ^2 = media y varianza de los logaritmos de los intervalos críticos de los conductores individuales (considerando una distribución log-normal); y
 $f(\cdot)$ y $F(\cdot)$ la función de densidad de probabilidad y la función de frecuencias acumuladas respectivamente para la distribución normal.

La probabilidad de que el intervalo crítico de un conductor individual se ubique entre r_i y a_i es $F(a_i) - F(r_i)$. Si realizamos la sumatoria de todos los conductores, la verosimilitud de una

muestra de "n" conductores que posean intervalos aceptados y máximos rechazados de (a_i, r_i) obtenemos:

$$\prod_{i=1}^{i=n} [F(a_i) - F(r_i)] \quad (3.2)$$

El logaritmo, L de esta probabilidad es:

$$L = \sum_{i=1}^{i=n} \ln[F(a_i) - F(r_i)] \quad (3.3)$$

Los estimadores de máxima verosimilitud, μ y σ^2 , que maximizan L, están dados por la solución de las ecuaciones:

$$\delta L / \delta \mu = 0 \quad \text{y} \quad \delta L / \delta \sigma^2 = 0 \quad (3.4)$$

Es decir a la solución de las ecuaciones:

$$\frac{\partial L}{\partial \mu} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\frac{\partial F(a_i)}{\partial \mu} - \frac{\partial F(r_i)}{\partial \mu}}{F(a_i) - F(r_i)} = 0 \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \sigma^2} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\frac{\partial F(a_i)}{\partial \sigma^2} - \frac{\partial F(r_i)}{\partial \sigma^2}}{F(a_i) - F(r_i)} = 0 \quad (3.6)$$

Para la distribución elegida se puede demostrar que:

$$\frac{\partial F(x)}{\partial \mu} = -f(x) \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial F(x)}{\partial \sigma^2} = -\frac{x - \mu}{2\sigma^2} f(x) \quad (3.8)$$

Reemplazando esto en las de arriba se llega a las siguientes dos ecuaciones que deben ser resueltas en forma iterativa:

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{f(r_i) - f(a_i)}{F(a_i) - F(r_i)} = 0 \quad (3.9)$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{(r_i - \mu^*)f(r_i) - (a_i - \mu^*)f(a_i)}{F(a_i) - F(r_i)} = 0 \quad (3.10)$$

Donde μ^* es una estimación de μ y $f(x)$ $F(x)$ son funciones de la media y varianza estimadas.

La resolución simultánea de estas ecuaciones permite obtener la media $E(t_c)$ y la varianza $Var(t_c)$ de la distribución del intervalo crítico que viene expresada en función de los parámetros de la distribución log-normal hallados.

$$E(t_c) = \exp[\mu + 0.5\sigma^2] \quad (3.11)$$

$$Var(t_c) = E(t_c)^2 \exp[\sigma^2] \quad (3.12)$$

El intervalo crítico utilizado en los cálculos de aceptación de intervalos es entonces igual a $E(t_c)$. El valor debería ser inferior a la media de los intervalos aceptados.

La información utilizada es la máxima al incluir el efecto de un número grande de intervalos rechazados. Pero no pueden ser incluidos entre los datos, los conductores que aceptan el primer intervalo que se les presenta sin rechazar ninguno. El método de Máxima Verosimilitud contempla situaciones tan diversas en cuanto al volumen de la corriente conflictiva y a la distribución de los intervalos en la misma. Estas situaciones podrían ocasionar modificaciones en los valores de los intervalos críticos, como ser la de suponer que el intervalo crítico sería mayor si el flujo conflictivo fuera bajo y viceversa.

3.3. MODELOS DE CAPACIDAD TEÓRICA

3.3.1. Formulación de modelos: Harders y Siegloch.

En general se han utilizado dos tipos de modelos para el análisis de la capacidad en intersecciones no semaforizadas. Dado que este tipo de intersecciones no da indicación alguna de cuando cruzar, el conductor debe decidir cuándo es seguro hacerlo ingresando en uno de los intervalos que ofrece la corriente principal. Esta es la base del proceso de aceptación de intervalos. Se han desarrollado varios modelos basados en esta teoría y diferentes supuestos en el proceso de aceptación de intervalos. Los modelos desarrollados en base a esto están relacionados con la teoría de colas.

Por el otro lado los modelos empíricos se desarrollaron en base a técnicas de regresión. Este tipo de modelo se utiliza en el Reino Unido (Kimber, 1977) y Kyte (1991) en donde se establece una regresión entre el volumen de la calle principal y los vehículos ingresantes desde la calle secundaria en períodos constantes de por ejemplo un minuto a largo de un período de sobresaturación en la calle secundaria. Debe existir al menos un vehículo en cola.

Los modelos de capacidad basados en el proceso de aceptación de intervalos se derivan de un modelo de colas simple en donde se considera el cruce de dos corrientes de tráfico. Una corriente prioritaria o principal de volumen V_p (vph). Y otra secundaria o no prioritaria de volumen V_n (vph). Los vehículos de la corriente principal no presentan demoras y a los de la secundaria sólo se les permite ingresar a la zona de conflicto si el siguiente vehículo de la calle principal está todavía al menos a t_c segundos. En caso contrario el vehículo de la secundaria debe esperar.

La deducción matemática de la función de capacidad c_n para la corriente no prioritaria es la siguiente:

Sea $g(t)$ el número de vehículos que pueden ingresar desde la secundaria en un intervalo de duración t de la corriente principal. El número esperado de estos intervalos t en la hora será: $3600 \cdot v_p \cdot f(t)$ donde $f(t)$ es la función de densidad de los intervalos en la corriente principal y v_p es el volumen (vps) de la corriente principal. Por lo tanto la capacidad provista por los intervalos de duración t cada hora es $3600 \cdot v_p \cdot f(t) \cdot g(t)$. Para determinar la capacidad total, expresada en vehículos por segundo se debe integrar a lo largo de todo el rango posible de intervalos de la corriente principal, por lo tanto

$$c_n = v_p \int_0^t f(t)g(t)dt \quad (3.13)$$

donde:

c_n : es el máximo volumen que puede descargar de la línea de parada de la calle secundaria (vps),

v_p : es el volumen de la corriente principal (vps)

$f(t)$: función de densidad de los intervalos de la corriente principal

$g(t)$: número de vehículos de la calle secundaria que pueden ingresar en un intervalo de duración t de la corriente principal.

Se han utilizado dos tipos de distribuciones para la corriente principal en los modelos de aceptación de intervalos: la distribución exponencial negativa y la Cowan M3.

Basado en el modelo de aceptación de intervalos, la capacidad de un caso sencillo de dos corrientes de tráfico se puede evaluar utilizando métodos de probabilidad elemental bajo los siguientes supuestos:

- Valores de t_c y t_f constantes (población de conductores homogénea y consistente),
- Distribución exponencial negativa para los intervalos de la corriente principal
- Flujos de tráfico constante para cada corriente de tráfico.

Para el primer supuesto pueden distinguirse dos formulaciones diferentes que han dado lugar a dos familias de ecuaciones de capacidad. Una asume una función escalonada constante para $g(t)$ y la otra asume una función lineal continua, que puede resultar en valores no enteros para $g(t)$.

Resolviendo la integral de la ecuación 3.13 considerando para $f(t)$ una distribución exponencial negativa dada por la ecuación 3.14 y para $g(t)$ una función escalonada constante de la ecuación 3.15, se obtiene la formulación de Harders (1968) que permite obtener la fórmula de capacidad. Entonces, dados:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (3.14)$$

$$g(t) = \sum_{n=0}^{\infty} n P_n(t) \quad (3.15)$$

donde:

λ es el volumen en la calle principal en (vps)

$P_n(t)$ es la probabilidad de que n vehículos de la calle secundaria ingresen en un intervalo de la corriente principal de duración t dada por la ecuación 3.15:

$$P_n(t) = \begin{cases} 1, & t_c + (n-1)t_f < t < t_c + nt_f \\ 0, & \text{para todo otro valor de } t \end{cases} \quad (3.16)$$

Se obtiene:

$$\begin{aligned}
c &= V_p \int_0^{\infty} f(t)g(t)dt \\
&= V_p \int_0^{\infty} \lambda e^{-\lambda t} \sum_{n=0}^{\infty} n P_n(t) dt \\
&= V_p \sum_{n=0}^{\infty} \int_0^{\infty} \lambda e^{-\lambda t} n P_n(t) dt \\
&= V_p \sum_{n=0}^{\infty} \int_{t_c+(n-1)t_f}^{t_c+nt_f} \lambda e^{-\lambda t} n dt \\
&= V_p \sum_{n=0}^{\infty} n \lambda \left| \frac{e^{-\lambda t}}{-\lambda} \right|_{t_c+(n-1)t_f}^{t_c+nt_f} \\
&= V_p \sum_{n=0}^{\infty} n \left\{ e^{-\lambda[t_c+(n-1)t_f]} - e^{-\lambda[t_c+nt_f]} \right\} \\
&= V_p \sum_{n=0}^{\infty} n e^{-\lambda[t_c+nt_f]} [e^{+\lambda t_f} - 1] \\
&= V_p \sum_{n=0}^{\infty} n e^{-\lambda t_c} e^{-\lambda t_f n} [e^{+\lambda t_f} - 1] \\
&= V_p e^{-\lambda t_c} [e^{+\lambda t_f} - 1] \sum_{n=0}^{\infty} n (e^{-\lambda t_f})^n \\
&= V_p e^{-\lambda t_c} [e^{+\lambda t_f} - 1] \frac{e^{-\lambda t_f}}{(1 - e^{-\lambda t_f})^2} \\
&= V_p e^{-\lambda t_c} \frac{(1 - e^{-\lambda t_f})}{(1 - e^{-\lambda t_f})^2} \\
&= V_p \frac{e^{-\lambda t_c}}{(1 - e^{-\lambda t_f})}
\end{aligned}$$

$$C_n = v_p \frac{e^{-v_p t_c}}{1 - e^{-v_p t_f}} \quad (3.17)$$

Resolviendo la integral considerando para $f(t)$ una distribución exponencial negativa y para $g(t)$ una función lineal se obtiene la formulación de Siegloch (1973) para obtener la capacidad.

$$C_n = \frac{1}{tf} e^{-v_p t_0} \quad (3.18)$$

Siendo: $t_0 = t_c - \frac{t_f}{2}$

Ambas formulaciones producen resultados útiles de capacidad (Kyte et al., 1996).

3.3.2. Modelo de capacidad potencial del HCM2000

Basado en la teoría de aceptación de intervalos se puede decir que la capacidad de la calle secundaria depende de dos factores: La disponibilidad de intervalos para vehículo de la secundaria, que está determinado por la distribución del tamaño de los intervalos sobre la corriente principal, y la utilidad de los mismos que está determinada por el tamaño del intervalo requerido por el vehículo para completar la maniobra deseada.

Para el cálculo de capacidad el HCM2000 propone un modelo de aceptación de intervalos que calcula la capacidad potencial de cada movimiento de la calle secundaria, en donde la distribución de los intervalos sigue una función exponencial negativa.

$$C_{p,x} = V_{c,x} \frac{e^{-\frac{v_{c,x} t_{c,x}}{3600}}}{1 - e^{-\frac{v_{c,x} t_{f,x}}{3600}}} \quad (3.19)$$

donde:

$C_{p,x}$ = capacidad potencial del movimiento x (veh/h),

$V_{c,x}$ = flujo conflictivo para el movimiento x (veh/h),

$t_{c,x}$ = intervalo crítico para el movimiento x (s),

$t_{f,x}$ = tiempo de seguimiento para el movimiento x (s).

Puede apreciarse que esta es la formulación de Harders.

La capacidad potencial viene definida para un tipo de movimiento dado desde la secundaria pero asumiendo las siguientes condiciones base:

- El tráfico de las intersecciones aledañas no afecta a la intersección en cuestión
- Cada movimiento desde la secundaria tiene su propio carril es decir no se comparten los movimientos
- El patrón de llegadas desde la calle principal no está afectado por la presencia de una intersección semaforizada próxima
- Ningún otro movimiento de Prioridad 2, 3 y 4 impide el movimiento en cuestión.

La función exponencial del numerador indica la probabilidad de encontrar un intervalo superior al intervalo crítico en la corriente principal.

Pero también se debe considerar que los intervalos superiores al crítico pueden ser utilizados por más de un vehículo de la calle secundaria, entonces considerando este factor se puede determinar la probabilidad de encontrar intervalos superiores en un número determinado de intervalos de seguimiento y obtener la capacidad total del acceso desde la secundaria que vendría dado por el valor esperado del vehículos que potencialmente

podrían utilizar los distintos intervalos de distintos tamaños disponibles en la corriente principal.

Según el informe (NCHPR 572, 2007) referido a intersecciones no semaforizadas tipo rotonda, la fórmula de capacidad presentada como exponencial puede asemejarse mediante algunos pasos matemáticos a una regresión más simple que se propone para utilizar en el caso de los ingresos a la misma.

La forma del modelo propuesto por el HCM2000 para determinar la capacidad puede transformarse y observar la similitud con un modelo de regresión exponencial.

$$C_{p,x} = \frac{3600}{t_{f,x}} e^{-\left(\frac{t_{c,x}-t_{f,x}/2}{3600}\right)v_{c,x}} \quad (3.20)$$

que es de la misma forma que:

$$C_{p,x} = Ae^{-Bv_{c,x}} \quad (3.21)$$

donde:

$$A = \frac{3600}{t_{f,x}} \quad (3.22)$$

$$B = \frac{t_{c,x}-t_{f,x}/2}{3600} \quad (3.23)$$

Si consideramos los valores dados en el HCM2000 para t_c (6.4 s) y t_f (3.5 s). para giro a la izquierda desde la secundaria base se tendría:

$$A = \frac{3600}{t_{f,x}} = \frac{3600}{3.5} = 1029$$

$$B = \frac{t_{c,x}-t_{f,x}/2}{3600} = \frac{7.1-3.5/2}{3600} = 0.00149$$

Esta forma de tratamiento extiende la aplicación práctica de la regresión exponencial y permite a los usuarios en el futuro a calibrar las constantes con datos locales.

La relación que quedaría propuesta para el caso de HCM2000 en el caso del movimiento a la izquierda desde la secundaria sería:

$$C_{p,x} = 1029e^{-0.00149v_{c,x}} \quad (3.24)$$

Si consideramos una intersección en T:

$$C_{p,x} = 1029e^{-0.001292c_{c,x}} \quad (3.25)$$

3.4. MODELOS DE ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD EN CAMPO

3.4.1. Modelos en casos de existencia de colas en la secundaria en forma continua

En el caso de que exista una cola continua en la calle secundaria la tasa de descarga es indefectiblemente la capacidad del movimiento en cuestión medida en el campo. No obstante, en la mayoría de las intersecciones esa situación de cola continua por un tiempo relativamente largo no ocurre. Para obtener suficiente información se divide el tiempo en intervalos más pequeños, por ejemplo de un minuto. Si se consideraran períodos de 15 minutos es poco probable que se encuentre el estado de cola continua. Los conductores seguramente optarían por vías alternativas evitando esa intersección o posiblemente ya estaría en condiciones de ser semaforizada mucho antes de llegar a ese tráfico (Kyte et al., 1996). Una de las desventajas de utilizar intervalos de un minuto es la gran variación de flujos en intervalos consecutivos. Una diferencia de un vehículo por minuto resultaría en una variación de flujo horario de 60 vph, por lo cual la capacidad quizás tendría una incertidumbre de 60vph.

3.4.2. Modelos en casos de inexistencia de colas en la secundaria en forma continua

Kyte (Kyte et al., 1992) utilizó la Ecuación 3.22 para estimar la capacidad en condiciones no saturadas, es decir en donde no se presentan colas en forma continua en la secundaria. La formulación es la siguiente:

$$c_n = \frac{3600}{t_s + t_{mv}} \quad (3.26)$$

donde:

c_n : es la capacidad de campo para la calle secundaria (vph),

t_s : es el demora promedio de servicio de los vehículos una vez que llegaron a la línea de parada (s),

t_{mv} : es el tiempo promedio de movimiento desde la segunda posición hasta llegar a la línea de parada (s)

La demora de servicio se mide para un período específico y se promedia para todos los vehículos de la calle secundaria que pasaron la intersección durante ese período. La demora de servicio es la demora que ocurre en la primera posición de la cola (en la línea de parada). Es la duración desde que llega el vehículo a la primera posición hasta que se retira de la misma. La medición de la demora de servicio no requiere de una cola continua. El tiempo de movimiento es el lapso entre que el vehículo anterior en la cola se va de la línea de parada y el momento en que el siguiente llega a la primera posición. Se requiere de al menos dos vehículos en la cola.

Este método se basa en que la demora de servicio para cada vehículo de la calle secundaria es una variable distribuida aleatoriamente afectada por la composición y el volumen de la corriente principal como así también por el proceso de aceptación de intervalos.

La suma del tiempo de servicio y el tiempo de movimiento es una variable que refleja el tiempo promedio que cada vehículo ocupa la línea de parada. Basado en el concepto de

teoría de colas, la capacidad es la inversa de la suma del tiempo de servicio más el de movimiento.

3.5. CONSIDERACIONES FINALES

Los métodos presentados serán aplicados para calcular los intervalos crítico y de seguimiento y la capacidad a fin de mostrar las diferencias entre los resultados de cada uno de ellos en el siguiente capítulo y se trabajara con base a la metodología provista en el HCM2000 como línea general proponiendo modificaciones en los procedimientos o parámetros conforme a los resultados observados en la realidad.

Estos resultados obtenidos para los valores de intervalo crítico y capacidad teórica deben ser modificados para tener en cuenta diferencias en las hipótesis planteadas (condiciones base).

En el próximo capítulo se estudiarán los efectos que cada uno de ellos ejerce sobre el intervalo crítico y la capacidad a fin de determinar los parámetros más relevantes y trabajar sobre ellos. Los criterios de comparación pueden ser variados. Se han considerado para la selección porcentajes de variación entre valores prefijados según criterios de existencia de las diferencias respecto de la situación base, concepto de elasticidad y el estudio de las referencias bibliográficas en lo relacionado a resultados obtenidos o utilizados.

4. ANALISIS DE SENSIBILIDAD DE LOS FACTORES DE CORRECCION DE LOS INTERVALOS CRÍTICOS, DE SEGUIMIENTO Y DE LA CAPACIDAD

4.1. CONSIDERACIONES INICIALES

El tratamiento del análisis de sensibilidad de los factores que afectan a los valores de intervalos críticos base se hará considerando los valores propuestos en la metodología del HCM2000 para el caso de giro a la izquierda desde la secundaria. En la Figura 3.1 como ya se mencionó, el giro a la izquierda desde la secundaria (movimiento 7) es el de menor prioridad es decir, este debe esperar hasta que todos los demás vehículos con prioridad efectúen su maniobra antes de comenzar la suya.

Dentro de la metodología del HCM2000 se proponen valores empíricos de intervalos críticos y de seguimiento para condiciones base (que en los manuales anteriores se referían a condiciones "base"). Dichos valores claramente son representativos de la realidad en Estados Unidos De Norteamérica. De todas formas el HCM2000 propone una serie de correcciones para ajustar los valores de intervalos y capacidades por la falta de cumplimiento de esos supuestos, como ser para el caso de intervalo crítico la suposición de que la corriente vehicular se encuentra solamente conformada por vehículos livianos, la falta de circulación en terreno llano, una intersección en T de tres accesos en lugar de cuatro, presencia de una mediana física sobre la vía principal que permite un cruce independiente de cada corriente vehicular, o para el caso de la capacidad, carril secundario en el cual el movimiento no es único sino que existen varios tipos de movimientos que comparten el mismo, existencia de un ensanche de calle en la esquina que permite que una cola de vehículos pueda desdoblarse en dos en la esquina para uno o dos vehículos, impedancia peatonal y vehicular y también cruce en etapas.

Para los intervalos críticos y de seguimiento el Manual propone para cada movimiento "x" desde la secundaria las ecuaciones

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV} PHV + t_{c,G} G - t_{c,T} - t_{3,LT} \quad (4.1)$$

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV} PHV \quad (4.2)$$

donde:

$t_{c,x}$ = intervalo crítico para el movimiento x desde la secundaria (s),

$t_{f,x}$ = intervalo de seguimiento para el movimiento x desde la secundaria (s),

$t_{c,base}$ = intervalo crítico base (s),

$t_{f,base}$ = intervalo de seguimiento base (s),

$t_{c,HV}$ = factor de ajuste por vehículos pesados (1.0 para calle principal de dos carriles, 2.0 para cuatro carriles en la calle principal (s),

$t_{f,HV}$ = factor de ajuste por vehículos pesados (0.9 para calle principal de dos carriles, 1.0 para cuatro carriles en la calle principal (s),

PHV = proporción de vehículos pesados del movimiento en la calle secundaria,

$t_{c,G}$ = factor de ajuste por pendiente (0.1 para el movimiento 9 y 12 y 0.2 para los movimientos 7, 8, 10 y 11) (s),

G = porcentaje de pendiente (%),

$t_{c,T}$ = factor de ajuste para cada parte de un proceso de cruce en etapa (1.0 para la primera o segunda etapa y 0.0 si es una sola etapa) (s), y

$t_{3,LT}$ = factor de ajuste por la geometría de la intersección (0.7 para giro a la izquierda desde la secundaria, 0.0 en los otros casos) (s).

Todos estos factores de corrección deben ser considerados al realizar el análisis de efectos sobre el cálculo de los intervalos a fin de determinar importancia relativa de los mismos.

4.2. FACTORES DE AJUSTES DE INTERVALOS CRÍTICOS Y DE SEGUIMIENTO

4.2.1. Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

La metodología del HCM2000(2000) incorpora una reducción en el intervalo crítico y de seguimiento que toma en cuenta este efecto por medio de un coeficiente que afecta a la proporción de pesados. La relación propuesta implica una variación lineal de los intervalos con el porcentaje de pesados como se muestra en los Figuras 4.1 y 4.2.

Figura 4.1. Sensibilidad del intervalo crítico a vehículos pesados según HCM2000.

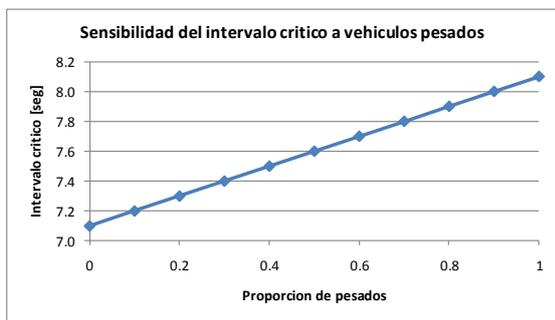


Figura 4.2. Sensibilidad del intervalo de seguimiento a vehículos pesados según HCM2000.

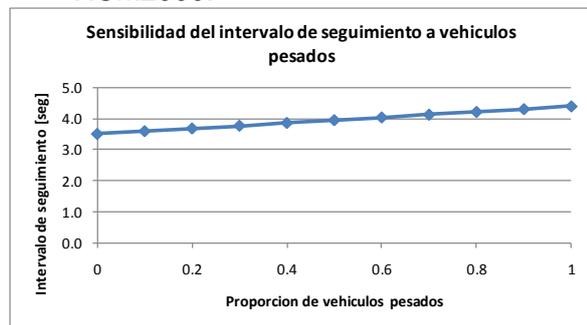
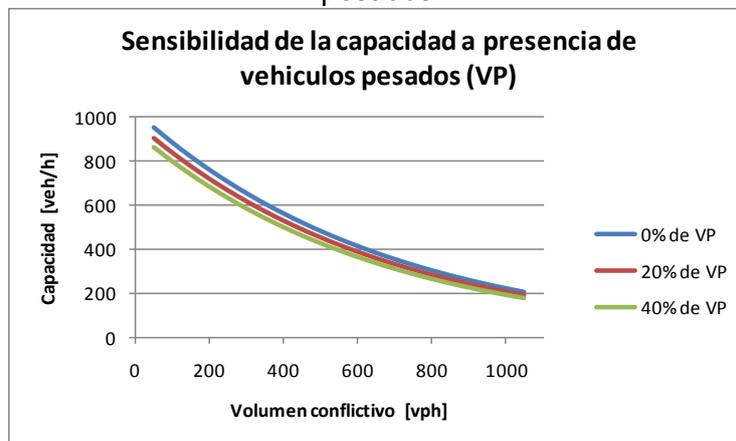


Figura 4.3. Sensibilidad de la capacidad según el HCM2000 a la presencia de vehículos pesados



La Figura 4.3 muestra la influencia de los vehículos pesados en el cálculo de la capacidad según la metodología del HCM2000 para diferentes niveles de volumen conflictivo. La disminución extrema de capacidad es del orden de más de tres veces y media hasta llegar a un volumen conflictivo del orden de los 1000 vph. Las influencias sobre la capacidad por diferencias en la presencia de vehículos pesados se hacen menores a medida que el flujo conflictivo aumenta es decir las curvas tienden a cercarse a medida que los flujos conflictivos aumentan.

A manera de ejemplo para el caso analizado de giro a la izquierda desde la secundaria, un porcentaje de pesados del 100% ocasionaría un incremento en el valor del intervalo crítico t_c del 14% según la corrección que propone el HCM2000, lo que representaría una disminución en la capacidad potencial del orden del 20% considerando un flujo conflictivo

nulo (un vehículo para los cálculos). Por lo tanto la capacidad obtenida según los datos de t_c propuestos por el HCM2000 sería de 1027 vph. A manera de comparación si consideramos el giro a la izquierda en el caso de acceso a una intersección semaforizada este valor sería de 1802 vehículos por hora de verde lo cual refleja la importancia del efecto de la falta de señalización en la capacidad del movimiento.

Esta influencia es cada vez más notoria a medida que el flujo conflictivo se ve incrementado.

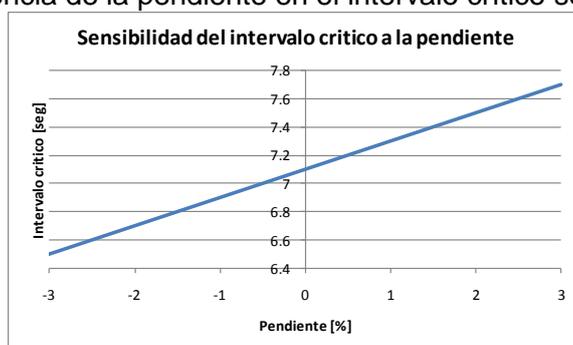
En la Figura 4.3 se presentan porcentajes inferiores al 40% que es en general la máxima cantidad de vehículos pesados que se encuentran en las arterias de nuestra ciudad. Es de notar que prácticamente los vehículos pesados serían los colectivos del transporte público en su mayoría y los porcentajes de ese orden se encuentran en las arterias con carriles selectivos en donde la concentración de transporte público masivo es mayor.

4.2.2. Factor de ajuste debido a pendientes

La existencia de accesos en pendiente genera cambios positivos en la capacidad si la circulación vehicular es en descenso y viceversa si es en ascenso. Estos efectos debidos a la existencia de rampas o pendientes se traducen en aumentos o disminuciones en los intervalos críticos y consecuentes modificaciones en las capacidades.

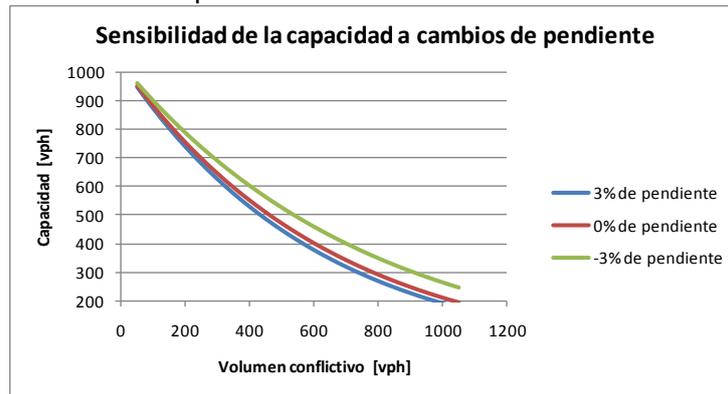
El HCM2000 tiene en cuenta este efecto aplicando un factor de corrección. La Figura 4.4 muestra la variación en el intervalo crítico por la existencia de una pendiente en el acceso por la secundaria, y la Figura 4.5 el efecto en el cambio del intervalo sobre la capacidad. Según la metodología del HCM2000 por ejemplo, una pendiente positiva del 10% incrementará el intervalo crítico en dos segundos lo que representa una disminución de la capacidad potencial del 42% y 6% (considerando un flujo conflictivo de 1000 vph. y 100 vph. respectivamente). Es decir que el efecto del porcentaje de aumento no es igual a valores de flujos conflictivos bajos que a flujos altos.

Figura 4.4. Influencia de la pendiente en el intervalo crítico según el HCM2000



Los valores considerados en la variación son pendientes entre +3% y -3%, que son los valores en general observados en la ciudad. Si el flujo conflictivo es bajo, las diferencias entre una pendiente del 3% y terreno llano son prácticamente nulas (menos del 1%); llegando hasta el casi el 20% en el caso de un flujo conflictivo de 1000vph.

Figura 4.5. Análisis de sensibilidad de la capacidad potencial según HCM2000 ante cambio en la pendiente del acceso secundario

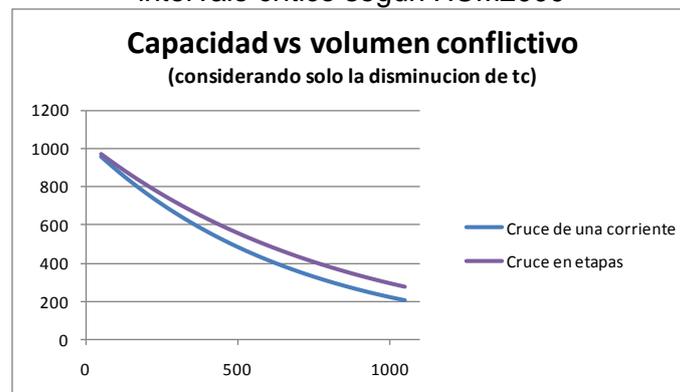


4.2.3. Factor de ajuste por cruce en etapas

Cabe mencionar que la modificación en la capacidad de los movimientos desde la calle secundaria por la existencia de una mediana sobre la calle principal desdobra su efecto en dos ajustes: uno de ellos debido a la disminución en el intervalo crítico de un segundo que es el que se presenta en este punto y otro en el cálculo de la capacidad total del cruce que se trata más adelante.

La Figura 4.6 indica, como en todos los factores anteriormente expuestos, una mayor diferencia en cambios de capacidad con el flujo conflictivo.

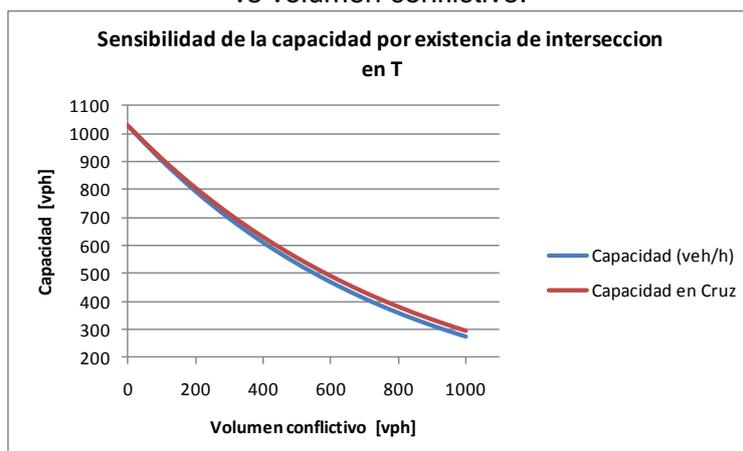
Figura 4.6. Sensibilidad de la capacidad al cruce en etapas solamente por modificación del intervalo crítico según HCM2000



4.2.4. Factor de ajuste por intersección en T

El HCM2000 considera una corrección del intervalo crítico por geometría al considerar tres ramas de acceso y no cuatro, es decir intersección en T y no en cruz. Teniendo en cuenta los valores propuestos para el movimiento de giro a la izquierda desde la secundaria resulta un valor de 6,4 segundos para el intervalo crítico lo que se traduce en un valor de 1027 vph de capacidad potencial, en el caso de volumen conflictivo nulo (igual a uno para los cálculos). Es decir que para el caso de considerar una disminución del 10% en este caso en el intervalo crítico no se obtienen cambios en la capacidad potencial del movimiento de giro (flujo de conflicto nulo). La Figura 4.7 evidencia este efecto. En el caso de considerar un flujo conflictivo del orden del 1000 vph el aumento en la capacidad es del 8% en el caso de ser intersección en T en lugar de en cruz.

Figura 4.7. Comparación de las capacidades potenciales de intersecciones en T y en cruz vs volumen conflictivo.



La Tabla 4.1 presenta un resumen de los resultados encontrados. Los valores mínimos y máximos encontrados para el t_c por condiciones diferentes a las bases definen el porcentaje de variación señalado tanto para condiciones de flujo conflictivo nulo como para el caso de existir un flujo conflictivo de 1000 vph.

Tabla 4.1. Límites de valores de intervalos y capacidad

Factor de corrección	Intervalo Crítico			Capacidad						Intervalo de seguimiento		
				Flujo conflictivo (nulo)			Flujo conflictivo (1000 vph)					
	Min	Max	% Var	Min	Max	% Var	Min	Max	% Var	Min	Max	% Var
Pesados*	7.1	8.1	12%	817	1027	20	149	224	33	3.5	4.4	20
Pendiente **	7.1	7.7	8%	1027	1027	0	189	224	15	NC****		
En etapas***	6.1	7.1	14%	1027	1027	0	224	296	24			
En T	6.4	7.1	10%	1027	1027	0	224	272	18			

Notas:

- * La variación porcentual (% Var) entre mínimo y máximo valor corresponde porcentaje de pesados entre el 0 y 40%.
- ** Las pendientes analizadas corresponden a valores entre 0% y 3%.
- *** El valor de capacidad corresponde sólo a la modificación del t_c .
- **** NC no corresponde

Si consideramos la variación porcentual entre el valor mínimo y máximo de la capacidad como criterio de comparación, para la jerarquización de los parámetros presentados, la presencia de vehículos pesados ocupa el primer lugar seguida por el cruce en etapas y posteriormente por la existencia de intersección de tres ramas o intersección en T y finalmente la pendiente. Esta comparación está basada en la utilización de los valores de capacidad correspondientes al volumen conflictivo mayor.

Estos resultados pueden modificarse dependiendo de la variación porcentual considerada para los porcentajes de pesados o valores de pendiente pero los mismos corresponden a valores usuales dentro de la trama urbana de la ciudad. En lo que respecta a los pesados los porcentajes no suelen superar el 20% en nuestra ciudad y en el caso de la pendiente los valores considerados se corresponden con los observados como máximos en las intersecciones de la ciudad.

La elasticidad de una función se define como el cambio porcentual de la variable independiente frente a un cambio porcentual unitario de la variable independiente. Si

consideramos esta variable los resultados se modifican un tanto. La presencia de vehículos pesados es la de mayor peso ($\epsilon = 2,8$), seguido por la pendiente, $\epsilon = 1,9$), intersección en T ($\epsilon = 1,8$) y cruce en etapas ($\epsilon = 1,7$). Estos valores de elasticidad corresponderían a valores elasticidad arco y no puntual.

Es importante notar que la pendiente tiene un efecto físico debido a la fuerza de la gravedad más que al comportamiento de los conductores y vehículos y entonces no se considerara en el estudio pese a que el orden de las elasticidades es similar al de cruce en etapas e intersección en T. Además las intersecciones con pendientes elevadas en nuestra ciudad son pocas y localizadas. En cambio tanto en el caso de presencia de vehículos, intersección en T y cruce en etapa influye el comportamiento de los conductores.

4.3. FACTORES DE CORRECCIÓN DE LA CAPACIDAD

4.3.1. Consideraciones iniciales

Los efectos provocados por la falta de cumplimiento de las condiciones base en la determinación de los intervalos críticos y de seguimiento afectan, como ya se ha mencionado, la capacidad debido a que la incidencia directa de estos sobre la formulación de la misma.

Las correcciones propuestas por el Manual de Capacidad HCM2000 ya han sido analizadas para determinar la sensibilidad de cada una con la finalidad de detectar aquellos factores que tienen mayor incidencia sobre la capacidad del movimiento.

Pero además existen otros factores, independientes de los intervalos críticos que afectan a la capacidad y que son:

- la presencia de peatones, que disminuye la capacidad de los movimientos pues tiene prioridad sobre ellos
- la falta de carril de uso exclusivo para el movimiento considerado, que disminuye la capacidad del movimiento por existencia de otros movimientos en el mismo carril
- los arribos no aleatorios desde los accesos de la calle principal, que pueden hacer que lleguen a la intersección pelotones que impidan el ingreso desde la secundaria
- la existencia de una mediana sobre la calle principal, que puede permitir la acumulación de vehículos desde la secundaria que intentan cruzar
- el beneficio ocasionado por la presencia de un ensanche de la calzada a la altura de la línea de parada que permite a los vehículos que giran a la derecha desde la secundaria incrementar su capacidad de movimiento.

Este estudio abarca el análisis de una intersección no semaforizada aislada siendo la llegada de vehículos sobre la principal aleatoria y por lo tanto no existe corrección por presencia de intersección semaforizada cercana. Tampoco se analiza la presencia de peatones a los cuales se les deba ofrecer prioridad. El movimiento analizado involucra el uso de un carril exclusivo para el movimiento por lo cual no existe corrección por carril compartido en la secundaria ni por ensanche en la esquina que beneficia a los vehículos que giran a la derecha porque se estudia el giro a la izquierda.

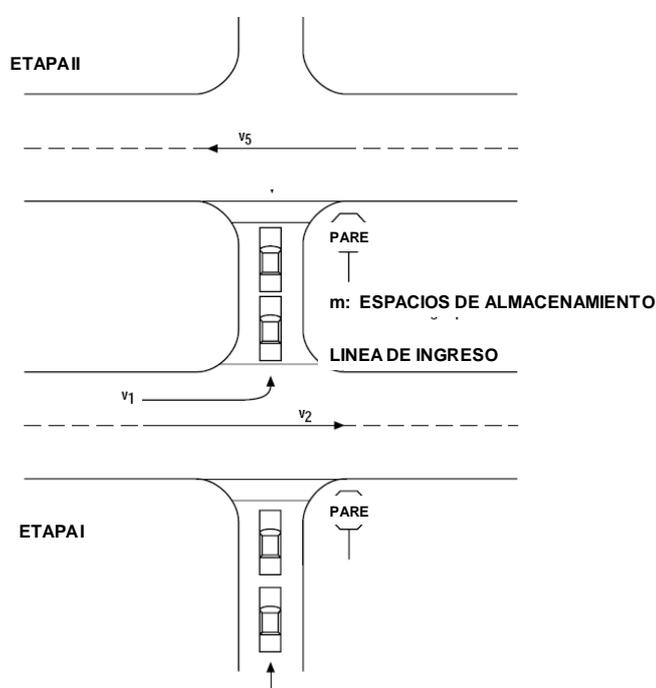
Debido a los resultados obtenidos y a la configuración de la localización elegida este estudio se enfoca exclusivamente en el ajuste de capacidad por el del cruce en etapas.

4.3.2. Corrección de capacidad por cruce en etapas

Si existe sobre la calle principal una mediana física medianamente ancha que permita a los vehículos de la calle secundaria cruzar la intersección por partes, la capacidad total de la intersección se incrementa. Si ese es el caso la intersección se analiza en dos etapas. El procedimiento de análisis de los intervalos de aceptación en dos etapas sigue el método desarrollado por Brilon junto con otros autores (Brilon y Wu, 1996, 2003, Luttinen, 1998).

El HCM2000 propone esa corrección de la capacidad si el cruce se realiza en más de una etapa, es decir en aquellos casos en donde existe una bahía o zona de acumulación de vehículos sobre la calle principal que permita a estos detener su marcha y esperar un intervalo seguro de cruce de la siguiente corriente vehicular. La Figura 4.8 esquematiza el tipo de intersección.

Figura 4.8. Esquema de intersección con cruce en etapas (intersección en cruz)



Este proceder modifica la capacidad del movimiento desde la calle secundaria incrementándola respecto del cruce en forma directa sin detenciones. Esta corrección se desdobra en dos efectos, uno ya tratado de ajuste del intervalo crítico y otra de determinación de capacidad total de cruce. La metodología es de simple aplicación aun cuando su desarrollo teórico sea complejo.

Para definir la capacidad total de la intersección el HCM2000 considera un factor de ajuste "a" que depende de la cantidad de espacios disponibles en la zona de la mediana "m" y una variable intermedia "y" que depende de las capacidades de los movimientos de cada una de las partes de la intersección, de la capacidad de intersección considerando el cruce en forma directa sin etapas y del volumen de vehículos de la corriente principal que al girar a la izquierda puede hacer uso de la mediana.

Según la metodología debemos calcular el factor de ajuste "a" y la variable intermedia "y" con las siguientes ecuaciones

$$a = 1 - 0.32e^{-1.3\sqrt{m}} \quad (4.3)$$

$$y = \frac{c_I - c_{m,x}}{c_{II} - v_L - c_{m,x}} \quad (4.4)$$

donde:

m : cantidad de lugares disponibles de almacenamiento en la bahía

C_I : es la capacidad de la primera parte del cruce (vph)

C_{II} : es la capacidad del segundo cruce (vph)

$C_{m,x}$: es la capacidad del cruce considerando cruce directo sin etapas (vph)

V_L : es el volumen de giro a la izquierda desde el acceso desde la izquierda de la calle principal

Estas variables intermedias permiten determinar la capacidad total mediante dos ecuaciones distintas según sea el valor de la variable intermedia “y” igual o no a la unidad. (primera y segunda respectivamente).

$$c_T = \frac{a}{y^{m+1} - 1} [y(y^m - 1)(c_{II} - v_L) + (y - 1)c_{m,x}] \quad (4.5)$$

$$c_T = \frac{a}{m + 1} [m(c_{II} - v_L) + c_{m,x}] \quad (4.6)$$

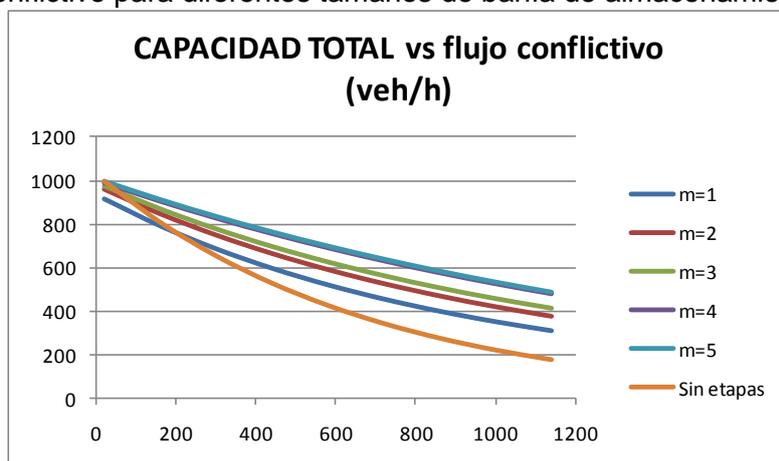
Estas ecuaciones son válidas siempre que la diferencia entre la capacidad de la segunda parte y el volumen de giro a la izquierda desde la izquierda de la calle principal sea positivo (valido para $c_{II} - v_L$ positivo).

La derivación de estas fórmulas puede encontrarse en un artículo (Brilon et al., 1996, Brilon y Wu, 2003) en el cual se demuestra en forma teórica la capacidad total de una intersección que posee la opción de cruzar en etapas. Esta deducción se basa en la igualdad de ingresos y egresos máximos en la zona de acumulación de vehículos es decir, en la bahía central, en donde los vehículos esperan para continuar el cruce de la segunda corriente vehicular. Se considera la zona de la bahía como un sistema de colas con probabilidades de ocurrencia de eventos los cuales contribuyen a la capacidad de cada una de las partes que luego conforman la capacidad global de la intersección.

Entonces, la presencia de una mediana en la calle principal, que permita la acumulación de vehículos permitiendo el cruce de dos corrientes en forma independiente genera un incremento en la capacidad total de la intersección variable según sea la cantidad de lugares disponibles (m) según ya se explicó. En la Figura 4.9 se presentan las curvas, para valores de intervalos por defecto provistos por el HCM200, en donde se puede apreciar el efecto que tiene sobre la capacidad total el incremento en el flujo conflictivo para diferentes tamaños de bahía es decir considerando la cantidad de vehículos que puede tener como máximo la mediana central.

Puede observarse que la capacidad de la vía secundaria aumenta con el número de lugares disponibles en la bahía. La diferencia entre capacidades totales para diferentes tamaños de bahía va disminuyendo a medida que el volumen de la corriente conflictiva se incrementa. Puede apreciarse que los incrementos de capacidad total son decrecientes con el aumento de cantidad de lugares disponibles en la bahía, las curvas van acercándose a medida que se incrementa el flujo conflictivo.

Figura 4.9. Capacidad total del movimiento de giro a la izquierda con cruce en etapas vs flujo conflictivo para diferentes tamaños de bahía de almacenamiento (m).



También se advierte una contradicción que para flujos bajos pareciera que la existencia de la bahía no beneficia.

4.4. CONSIDERACIONES FINALES Y SELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS A ESTUDIAR

La revisión bibliográfica muestra que las investigaciones referidas a la estimación de capacidad y nivel de servicio en su mayoría aplican los conceptos incluidos en el HCM2000 desarrollado por la TRB cuyo informe de investigación de 1996 (Kyte et al., 1996) fundamenta la metodología tanto teórica como empíricamente

En todos los casos los intervalos críticos y de seguimiento son considerados como parámetros básicos de gran importancia para el análisis la capacidad y nivel de servicio, por lo que su determinación debe ser ajustada a fin de encontrar resultados adecuados.

El valor de intervalo crítico varía de acuerdo al comportamiento del conductor por su mayor o menor agresividad en la conducción, su mayor o menor respeto de prioridades de paso y las características del parque automotor. Es decir el parámetro es una variable local propia de cada lugar.

La metodología parte de intervalos base o base y realiza ajustes para aquellas situaciones que se alejan de esa situación. Se estudiaron los factores de ajuste y se realizó un análisis de sensibilidad de los mismos a fin de detectar los que poseen una mayor influencia sobre la capacidad.

Dados los resultados obtenidos los factores seleccionados para el estudio son la estimación de los intervalos críticos y de seguimiento; y las correcciones por presencia de vehículos pesados, la corrección por intersección en T y la corrección por cruce en etapa del intervalo crítico ya que el desarrollo teórico para la deducción de la fórmula de capacidad total de la intersección no depende de variable empíricas.

5. ESTUDIO DE FACTORES

5.1. CONSIDERACIONES INICIALES

En este apartado se presenta una breve descripción de la intersección estudiada, recolección y procesamiento de datos. Se analizan cada uno de los parámetros seleccionados por separado, incluyendo alguna recolección y procesamiento particular de cada uno. Se estiman intervalos críticos y sus factores de corrección. Se determina la capacidad teórica y la real y por último se presenta un resumen de los resultados a los cuales se llega con conclusiones obtenidas para el ajuste local.

5.2. DESCRIPCION GENERAL DE LA MEDICION

5.2.1. Ubicación de la intersección

Para el estudio de factores se seleccionó una intersección de la ciudad. La misma se encuentra ubicada en la zona sur sobre una de las vías principales de egreso del centro de la ciudad. La intersección corresponde a una de tres ramas de acceso, es decir una intersección en T. La intersección corresponde a la esquina de Avenida Cruz Roja Argentina (paralela y adyacente a la línea de FFCC sur de oeste a este) y Avda. Nores Martínez (que presenta un desvío hacia la intersección en cuestión).

Las imágenes mostradas en la Figura 5.1 y 5.2 permiten observar la geometría del lugar. Toda la corriente vehicular proveniente del norte por Avda. Nores Martínez que desea proseguir hacia el sur debe indefectiblemente desviarse hacia el oeste y luego realizar un giro a la izquierda. El mismo se realiza desde un acceso secundario, de un solo carril y un único movimiento. Esto le permite reingresar a la Avda. Nores Martínez mediante un giro a la derecha posterior y el cruce de FFCC.

La Avda. Nores Martínez es una avenida que ha visto incrementado su volumen vehicular en los últimos años debido a la presencia de nuevos emprendimientos inmobiliarios en la zona sur de la ciudad. La Avda. Cruz Roja Argentina ha sido remodelada también en los últimos años lo que ha derivado en un incremento en el volumen y principalmente en la velocidad de circulación sobre la misma, por lo que la solución implementada en este cruce ha sido la de separar espacialmente (desviar) una de las corrientes y simplificar el cruce al de una calle principal y un acceso de un único carril secundario en lugar de otras soluciones como fue la de instalación de una rotonda, que fue implementada en otros dos cruces sobre la Avda. Cruz Roja Argentina a unos 500m hacia el oeste.

A su vez se ha observado que la mayoría de los vehículos que circulan por Avda. Nores Martínez hacia el sur, después del desvío e ingreso a la Avda. Cruz Roja Argentina giran hacia la derecha continuando hacia el sur (más del 90%). Debido a esto es que el acceso desde el desvío a Avda. Cruz Roja posee inusualmente un volumen horario elevado con lo cual la cantidad de información a recabar en este ingreso por una calle secundaria resulta interesante además de la mayor propensión a la formación de colas causada por el cuello de botella generado.

Los conductores son asiduos, conocedores de la problemática particularmente en los horarios de regreso al hogar en horas de la tarde. Las velocidades de acceso al desvío son elevadas y las decisiones de cruce precisas. Esta situación no es sencilla de encontrar en la trama urbana de allí lo interesante de la intersección. La posibilidad de contar con mucha información respecto de una situación en particular permite obtener conclusiones robustas respecto del comportamiento de los conductores en esta situación.

Figura 5.1. Vista de la intersección seleccionada



Figura 5.2. Mapa de la intersección seleccionada



Por lo tanto, la elección de esta intersección responde singularmente a los objetivos planteados en el sentido de estudiar intervalos críticos para condiciones base especificadas en el HCM2000, algunas correcciones por presencia de pesados (colectivos urbanos), y cruce en etapa. El giro a la izquierda para el tránsito circulando por el acceso norte sur hacia el este es particularmente interesante debido a la prácticamente permanente existencia de ingresos desde la secundaria que generan colas de diversas longitudes a lo

largo del día y a la existencia de ingreso por carril único. A su vez la circulación desde ambos accesos sobre la calle principal y sobre el mismo acceso por la secundaria presentan llegadas en forma aleatoria.

La Avda. Cruz Roja Argentina en ese sector, funciona como una arteria de un carril funcional por sentido con un pequeño cordón divisorio (medio carril adicional) que puede ser utilizado por solamente un vehículo para cruzar en etapas de manera forzada afectando de alguna manera la circulación sobre la calle principal.

5.2.1. Breve descripción del relevamiento y procesamiento de datos

Para la recolección de datos se realizaron filmaciones en días laborables en horarios de mayor movimiento vehicular. Se seleccionaron dichos períodos con el objeto de poder recabar mayor información en menor tiempo. Se empleó una cámara digital ubicada de forma tal que se tuviera una visual adecuada de los vehículos que llegaban a la línea de parada desde la calle secundaria

Para definir los horarios pico se realizaron recorridas de la intersección en varios horarios del día, por la mañana a medio día y por la tarde. Se observaron mayores volúmenes en horarios de la tarde por lo que se registraron datos en esa franja horaria entre las 17:30 y las 20:30 hs. Se realizaron las mediciones durante seis periodos diferentes en los horarios mencionados. No obstante también se realizaron otras filmaciones de apoyo.

Se totalizaron más de cuatro horas de realizadas en los meses de julio de 2009. De ellas se extrajeron manualmente, lo que requirió un denotado esfuerzo en tiempo y procesamiento de datos necesarios tanto para la estimación de intervalos críticos y de seguimiento como también información para modelar la intersección y calibrar con valores mediante intervalos aceptados y rechazados un modelo de simulación microscópico y capacidad.

A su vez se midieron los intervalos de aceptación y rechazados de los colectivos para definir relaciones entre los intervalos críticos de vehículos pesados y de la corriente mixta para estimar un equivalente de pesados. El tiempo de seguimiento de vehículos pesados no pudo estimarse debido a la falta de existencia de colas de vehículos de transporte público.

Para la estimación de los intervalos crítico y de seguimiento se registraron tiempos: (1) de llegada a la línea de parada del vehículo desde la calle secundaria, (2) tiempo de egreso de la mismo, (3) tiempos de paso de los vehículos de la principal por una línea de referencia ubicada en la esquina. También se registraron (4) los vehículos que utilizaron el mismo intervalo de la principal para cruzar para obtener el tiempo de seguimiento, si éste existió.

Todos estos datos recolectados manualmente de las filmaciones fueron ingresados a una planilla de cálculo para disponer de una base de datos y ser analizados a fin de observar incoherencias en los mismos para contar con una base sólida.

Los registros de todos los tiempos fueron ordenados secuencialmente en las planillas y luego a partir de diferencias entre tiempos se obtuvieron: (1) intervalos, ya sea entre vehículos de la principal o entre vehículos de la secundaria, (2) definición de intervalos aceptados, intervalos rechazados, (3) cantidad de vehículos que cruzan una línea definida por unidad de tiempo tanto de ingreso por los accesos como tasas de descarga desde la línea de parada de la calle secundaria, cantidad de vehículos por unidad de tiempo que utilizan un intervalo determinado de la corriente principal.

Para la estimación de la capacidad en los períodos en que se observaron colas en la calle secundaria se registraron tiempos: (1) de llegada a la línea de parada del vehículo desde la calle secundaria, (2) tiempo de egreso del mismo, (3) tiempo desde que el primer vehículo

abandona la línea de parada y el segundo llega a la primera ubicación (4) tiempos de paso de los vehículos de la principal por una línea de referencia ubicada en la esquina.

Para la estimación de intervalos críticos de los vehículos que realizaron cruce en dos etapas se registraron los tiempos: (1) de llegada a la línea de parada del vehículo desde la calle secundaria, (2) tiempo de egreso de la misma, (3) tiempos de paso de los vehículos de la principal por una línea de referencia ubicada en la esquina desde la izquierda, (1) tiempo de llegada a la bahía, (2) tiempo de egreso de la misma, (3) tiempos de paso de los vehículos de la principal por una línea de referencia ubicada en la esquina desde la derecha.

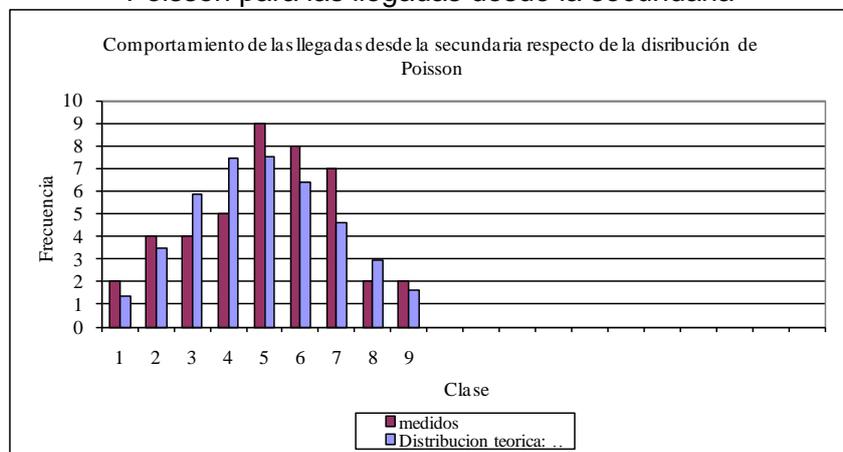
5.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO

5.3.1. Llegadas aleatorias

Previamente para cada uno de los accesos se verificaron si los arribos se realizaban en forma aleatoria. Para la calle secundaria en uno de los períodos considerados de 40 minutos con un total de 218 vehículos, la media de la cantidad de vehículos que llegó a la línea de parada fue de 5.04 y la desviación estándar de 2.01 resultando el estadístico chi-cuadrado calculado de 4.1 mientras que el de tabla correspondiente para siete grados de libertad es de 14.0671 (mayor que el calculado) por lo cual no se rechaza la hipótesis nula de que la distribución medida responda a un distribución Poisson con lo cual se puede decir que las llegadas desde la calle secundaria son efectivamente aleatorias.

Las Figuras 5.3, 5.4, y 5.5 presentan las distribuciones teóricas y medidas para los accesos sobre la secundaria, desde la izquierda y desde la derecha de la calle principal respectivamente.

Figura 5.3. Prueba de hipótesis no paramétrica de la bondad de ajuste de la distribución de Poisson para las llegadas desde la secundaria



De la misma manera, se analizaron los accesos desde la principal a la intersección. Para el acceso desde la izquierda durante el mismo período anterior, un total de 368 vehículos, la media de la cantidad de vehículos que llegó a la línea de parada por minuto fue de 8.56 y la desviación estándar de 3.42 resultando el estadístico chi-cuadrado calculado de 5.50 mientras que el de tabla correspondiente a dieciocho grados de libertad es de 28.87 (mayor que el calculado) por lo cual no se rechaza la hipótesis nula de que la distribución medida responda a un distribución Poisson, con lo cual se puede decir que las llegadas desde la izquierda sobre la calle principal son efectivamente aleatorias.

Figura 5.4. Prueba de hipótesis no paramétrica de la bondad de ajuste de la distribución de Poisson para las llegadas desde la izquierda de la calle principal

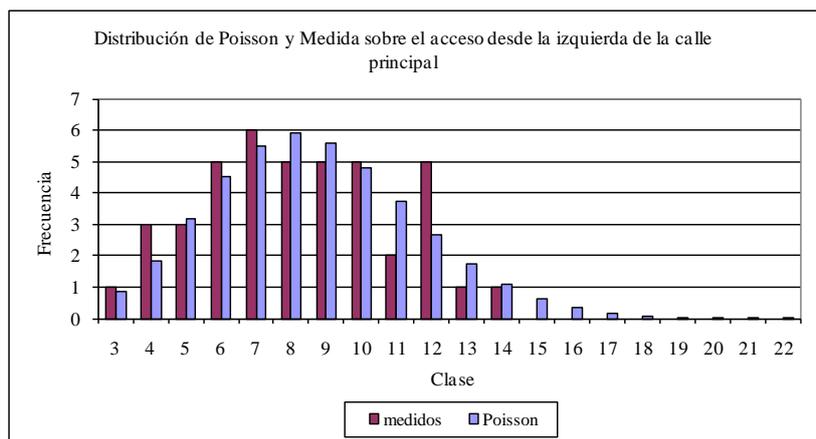
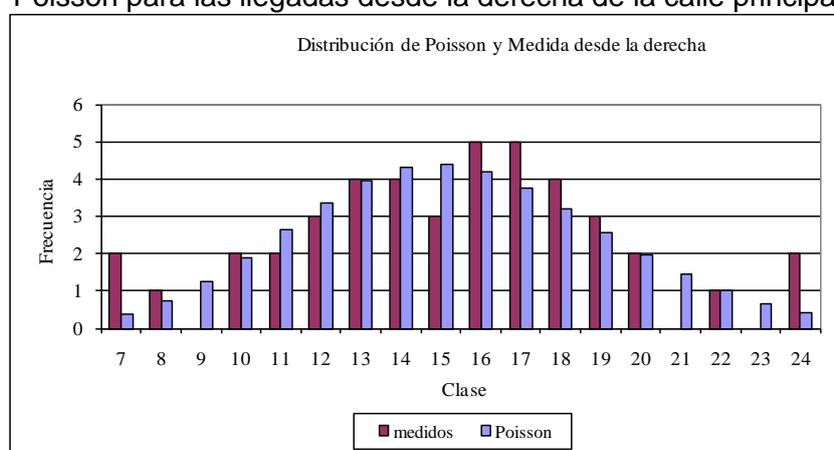


Figura 5.5. Prueba de hipótesis no paramétrica de la bondad de ajuste de la distribución de Poisson para las llegadas desde la derecha de la calle principal



Para el acceso desde la derecha que presenta los mayores volúmenes durante el mismo período anterior con un total de 657 vehículos, la media de la cantidad de vehículos que llegó a la línea de parada por minuto fue de 15.28 y la desviación estándar de 4 resultando el estadístico chi-cuadrado calculado de 17.70 mientras que el de tabla correspondiente a dieciséis grados de libertad es de 26.30 (mayor que el calculado) por lo cual no se rechaza la hipótesis nula de que la distribución medida responda a una distribución Poisson, con lo cual se puede decir que las llegadas desde la izquierda sobre la calle principal son efectivamente aleatorias.

5.4. ESTIMACION DE LOS INTERVALOS EN INTERSECCION EN T

5.4.1. Determinación conjunta

5.4.1.1. Método de regresión lineal

A manera de ejemplificación se presenta en uno de los períodos analizados en el que se registraron colas prácticamente en forma permanente sobre la calle secundaria la determinación de los intervalos críticos y de seguimiento en forma conjunta por la técnica de regresión propuesta por Sieglöch (punto 3.2.1.) ya que al menos un vehículo permanecía en cola a lo largo del período. Del total de vehículos en la calle secundaria (de 185 en el período analizado de 30 minutos) sólo se registraron 33 eventos de cruce desde una fila en un intervalo determinado. Las Figuras 5.6. y 5.7 muestran los pares ordenados y las líneas de tendencia.

Los resultados para este período muestran que la pendiente de la recta de regresión es la estimación del tiempo de seguimiento (t_f), ya que representa el tiempo que agrega el paso de un vehículo más, en el ejemplo 3.30 s.

Por su parte el intervalo crítico se calcula como la ordenada al origen (t_0) más la mitad del tiempo de seguimiento, ya que con menos de ese valor no entra ningún vehículo. En el ejemplo 4,65 s ($3,0067+3,3033/2$ s) para el caso de considerar todos los intervalos aceptados.

Si realizamos la regresión considerando como variable dependiente la media de los intervalos aceptados para cada número de vehículos considerado, el intervalo de seguimiento resulta de 2.60 s y el intervalo crítico resulta de 6.29 s ($4.9908+ 2.6021/2$ s).

Figura 5.6. Regresión entre el tamaño de intervalo aceptado y número de vehículos

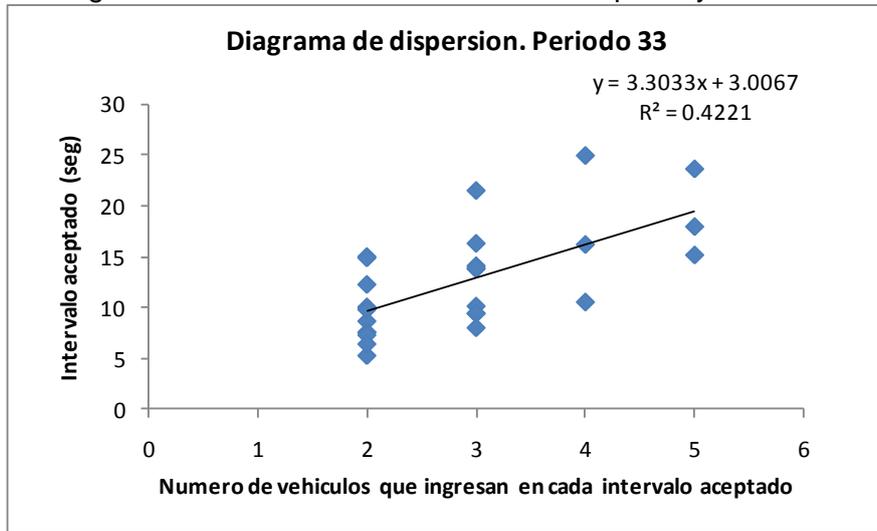
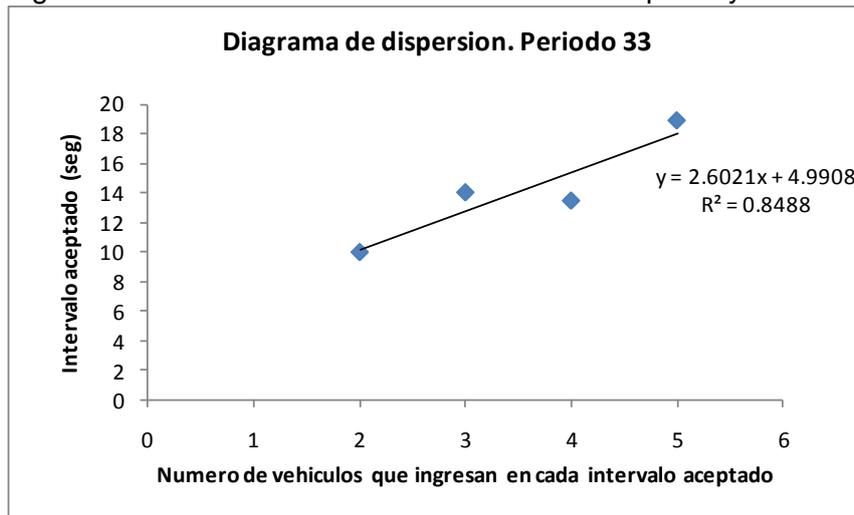


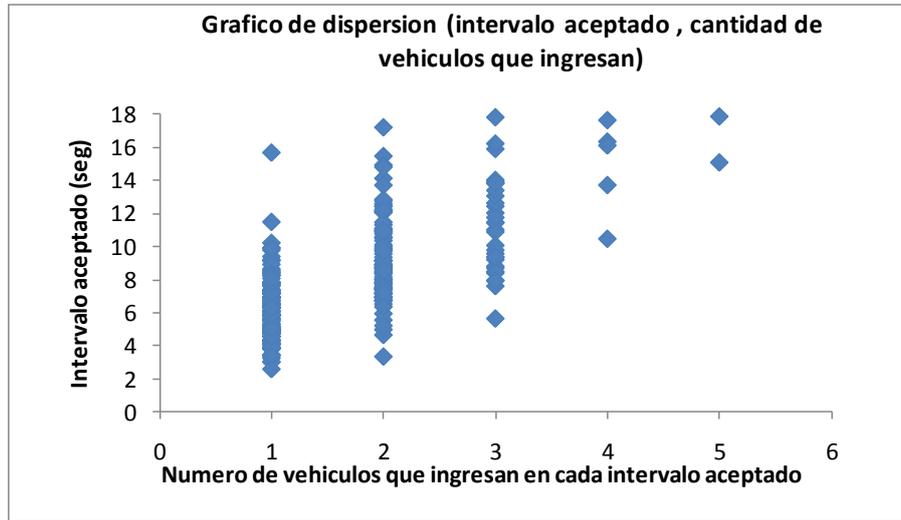
Figura 5.7. Regresión entre el tamaño de intervalo medio aceptado y número de vehículos



Estos resultados difieren bastante debido a la diferencia en la cantidad de datos por caso. Se dispone de muchos datos correspondientes a uno y dos vehículos que ingresan en cada intervalo aceptado y muy pocos en donde ingresen 4, 5 o más vehículos.

Se decidió entonces agrupar todos los períodos. La Figura 5.8 presenta el gráfico de dispersión de los datos. Como puede apreciarse la proporción de datos para ingresos de 4 y 5 vehículos sigue siendo muy baja. Solo 13 de los 265 casos registrados corresponden a esos valores por lo que decidió descartarlos de la regresión. Así la cantidad de datos utilizados para la regresión resultó de 252 de los cuales 133, 87 y 32 corresponden a uno, dos y tres vehículos que ingresan respectivamente.

Figura 5.8. Diagrama de dispersión intervalo aceptado y número de vehículos para todos los casos

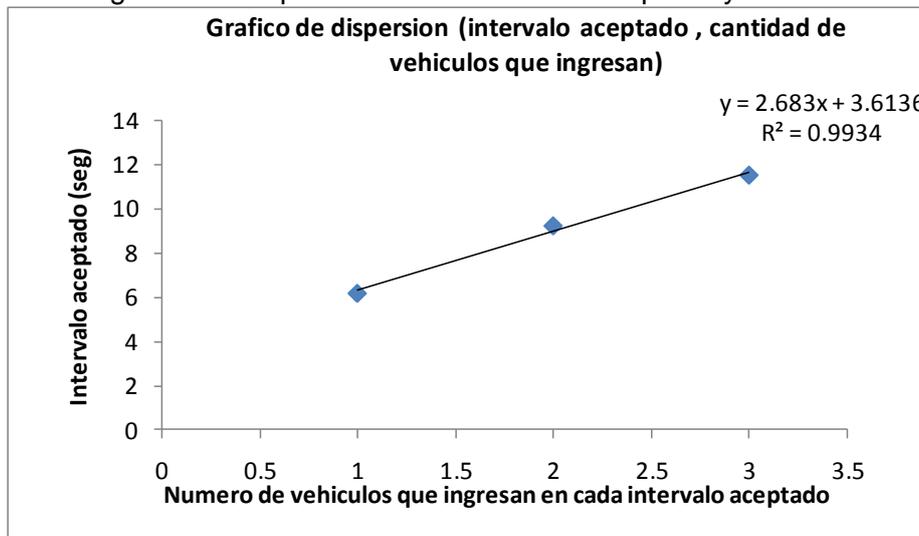


La Figura 5.9 muestra los datos finalmente utilizados para el cálculo del intervalo crítico y de seguimiento y la ecuación de la recta de regresión encontrada.

El valor de intervalo crítico en este caso resulta de 4.96 s ($3.6136 \text{ s} + 2.683/2 \text{ s}$) y el tiempo de seguimiento corresponde al valor del coeficiente angular de 2.683 s.

Considerando todos los datos en lugar de hacer la media de los intervalos aceptados el intervalo crítico resulta de 4.85 s mucho más cercano a los 4.96 s considerando el intervalo medio aceptado.

Figura 5.9. Diagrama de dispersión intervalo medio aceptado y número de vehículos



5.4.2. Determinación independiente

5.4.2.1. Intervalo de seguimiento

Los tiempos de seguimiento individuales se obtuvieron a través de la medición directa en campaña del intervalo (en segundos) entre dos vehículos sucesivos de una cola que hacía uso de un mismo intervalo de la corriente conflictiva. Se calculó la media y varianza considerando todos los períodos de filmación en conjunto para la estimación de los intervalos de seguimiento. No obstante se presentan los intervalos de seguimiento por período y para el conjunto total de datos y la cantidad de casos respectivos en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Valores estimados de intervalo de seguimiento para los distintos períodos analizados, desviación estándar y número de casos

Período	Media $E(t_i)$ (s)	Varianza $Var(t_i)$ (s ²)	Casos
1	2.794	0.896	23
2	2.848	0.709	39
3	2.857	0.944	65
4	2.796	0.864	59
5	2.517	1.009	26
6	2.773	0.832	13
Todos	2.80	0.861	225

5.4.2.2. Intervalo crítico: Método de Asworth

También se estimaron los valores de intervalos críticos obtenidos mediante el método de Asworth (punto 3.2.2.3). La Tabla 5.2 resume los resultados obtenidos para el intervalo crítico y el valor de intervalo aceptado, su varianzas y número de casos para el período analizado.

Tabla 5.2. Intervalo crítico por el método de Asworth

Período	Media intervalo aceptado (s)	Varianza intervalo aceptado (s ²)	Casos	Intervalo crítico (s)
1	7.1366	5.931492	102	3.98896

Las diferencias que se pudieran observar con los valores obtenidos con máxima verosimilitud pueden obedecer al hecho de considerar una distribución de los intervalos críticos y aceptados diferente de la log normal utilizada para la máxima verosimilitud.

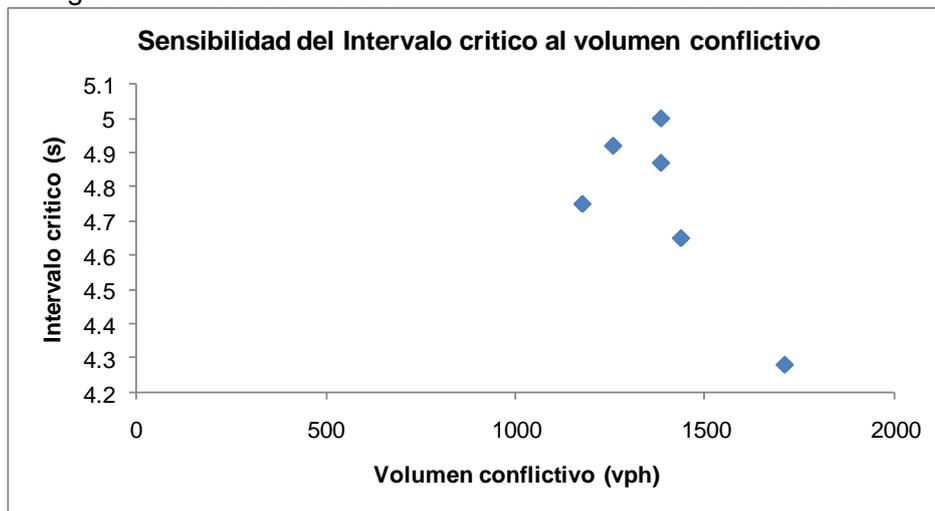
5.4.2.3. Intervalo crítico: Método de máxima verosimilitud

De acuerdo a lo ya expuesto en el punto 3.2.2.4 referido a la metodología de determinación del intervalo crítico mediante el método de máxima verosimilitud: (1) se seleccionaron el máximo de los intervalos rechazados y el aceptado para cada uno de los vehículos que se detuvieron en la línea de parada, (2) se descartaron aquellos conductores que presentaron un comportamiento incoherente (aceptaron un intervalo menor a alguno de los que previamente rechazaron), y aquellos que no rechazaron ningún intervalo ya que no proveen información respecto del comportamiento del conductor respecto a su elección en cuanto al rechazo de intervalos.

Para la aplicación de este método se consideraron varias opciones en cuanto a la división y promedio de datos. Según Tian (Tian et al., 2001) pueden obtenerse nueve valores de intervalo crítico en un período de dos horas si los flujos medidos resultan superiores a los 200 vph. En casos en que se disponía de grabaciones de una hora en donde el volumen de la secundaria superara los 100 vph se calculó el intervalo crítico considerando la cantidad total de datos y agrupándolos en intervalos menores, encontrando que los valores obtenidos no presentaron diferencias significativas por lo que se analizó el período completo. El total de períodos analizados fue de seis.

Con el objetivo de caracterizar el comportamiento general se procedió a calcular los valores del intervalo crítico y varianza considerando cada período de medición realizado por separado, como un conjunto de datos, para observar si existían modificaciones en el valor de t_c con el volumen conflictivo entre períodos. Los períodos considerados fueron seis como ya se mencionó. Los tiempos de medición fueron diferentes en cada uno de ellos. La Figura 5.10 muestra los pares ordenados volumen de conflicto - intervalo crítico para los períodos analizados.

Figura 5.10. Sensibilidad del intervalo crítico al volumen conflictivo



Cada uno de los puntos indica el t_c encontrado con el método de máxima verosimilitud para diferentes volúmenes de conflicto del movimiento. Se observa que los intervalos en su mayoría se ubican entre 4.65 y 5 segundos excepto uno. Este valor inferior obtenido puede deberse a que realmente se observen cambios en el comportamiento de los conductores a medida que se incrementan los volúmenes de conflicto en la corriente principal o que alguna de las condiciones base no se esté cumpliendo. En el campo se observaron en el período de medición de volúmenes más elevados que los vehículos de la corriente principal debían frenar ante el ingreso de algunos de los vehículos de la calle secundaria, con lo cual la prioridad de los vehículos de la principal se ve limitada por la maniobra del vehículo de la secundaria lo cual modifica los valores de intervalo crítico. A volúmenes cercanos a la capacidad los conductores de las corrientes conflictivas “comparten” prioridades. Debido a esto se consideraron en la unificación de períodos todos menos este. Este fenómeno de limitación de la prioridad de la corriente principal generando intervalos críticos menores y capacidades superiores en la corriente no prioritaria ya fue estudiado (Troutbeck y Kako, 1999).

No obstante considerar en último término los valores de intervalo crítico de todos los períodos en forma conjunta, los resultados de las estimaciones de intervalo crítico y volúmenes relacionados con los períodos considerados se presentan en la Tabla 5.3 donde además se muestran los tiempos de medición en cada período.

Tabla 5.3. Volúmenes de los accesos e intervalos críticos

PERÍODO	1	2	3	4	5	6
Intervalo crítico (s)	4.28	4.65	4.75	4.92	4.87	5
Volumen de conflicto (vph)	1712	1439	1179	1260	1386	1386
Volumen giro izquierda (vph)	322	304	261	338	150	164
Acceso O=E (vph)	575	520	552	469	810	746
Acceso E-O (vph)	1137	918	627	791	576	640
Longitud del período (minutos)	19	43	49	33	52	30

En la Tabla 5.4 se consignan los valores obtenidos para las medias y varianzas de los intervalos críticos para cada período contemplado y para el conjunto total y se incluye además el número de casos empleados para el cálculo.

Tabla 5.4. Valores estimados de intervalo crítico para los distintos períodos analizados, varianza y número de casos

Período	Media $E(t_c)$ (s)	Varianza $Var(t_c)$ (s ²)	Casos
1	4,28	0.83	50
2	4.65	1.12	94
3	4.75	2.45	82
4	4.92	1.61	49
5	4.87	1.43	55
6	5	1.74	28
Todos	4.77	1.83	308

En el Anexo B se presentan los datos de los intervalos aceptados y máximos rechazados para la estimación del intervalo crítico considerando todos los períodos en su conjunto.

El número de casos utilizados en la estimación del t_c resulta inferior en todos los casos al volumen de la calle secundaria debido a que no todos los vehículos se detienen y también aunque se detengan pueden no rechazar ningún intervalo por lo cual no se los consideró en la muestra para la determinación del intervalo crítico por el método de máxima verosimilitud.

5.4.3. Selección de los valores para t_c y t_f

Considerando los períodos 2 a 6, según el método de máxima verosimilitud el valor del intervalo crítico para una intersección en T es de 4.77 ± 1.35 s ($n= 308$ datos). El valor de intervalo de seguimiento determinado como promedio de todos los casos analizados resultó de 2.80 ± 0.86 s ($n= 225$ datos). Estos son los valores adoptados como locales tal cual se presentan en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Intervalos crítico y de seguimiento adoptados

Movimiento	Intervalo adoptados para calle principal de dos carriles	
	Intervalo crítico local (s)	Intervalo de seguimiento local (s)
Giro Izquierda en T	4.77	2.8

5.5. FACTORES DE AJUSTE DE LOS INTERVALOS

5.5.1. Por presencia de transporte público

5.5.1.1. Consideraciones iniciales

Durante los relevamientos se observaron comportamientos de los colectivos que giraban a la izquierda un tanto fuera de lo previsto. Los vehículos al llegar a la línea de parada, si tenían posibilidad de ingresar a la intersección por el intervalo provisto por la primera corriente vehicular (proveniente de su izquierda) lo hacían en forma inmediata, y si no podían incorporarse a la corriente desde la derecha se mantenían en la calzada obstruyendo el paso en forma completa de los vehículos de la corriente desde la izquierda. **Es decir se observaron en la mayoría de los casos una tendencia a limitar la prioridad de la corriente principal (Troutbeck y Kako, 1999) por lo que se procedió a incorporar valores de otras intersecciones de características similares en cuanto a las corrientes vehiculares involucradas.**

Se seleccionó otro cruce sobre la Avda. Cruz Roja Argentina, Figura 5.11 y 5.12, más hacia el oeste en donde el ingreso de vehículos del transporte público era mayor debido a la presencia de tres líneas de colectivos. Del lugar pudieron recolectarse más casos y estimar intervalos críticos considerando la corriente mixta de automóviles y colectivos como así también el intervalo crítico de la corriente compuesta sólo por automóviles para determinar la diferencia por presencia de vehículos pesados.

Figura 5.11. Ubicación de intersecciones en estudio para factor de corrección por presencia de vehículos pesados (colectivos)



Figura 5.12. Ubicación relativa de las dos intersecciones estudiadas



El ingreso desde la calle secundaria se hace por calle Friuli de doble sentido de circulación y acceso por un carril para realizar el giro a la izquierda y la Avda. Cruz Roja en esa sección funciona como de un carril funcional por sentido.

5.5.1.2. Intervalos críticos y de seguimiento medidos

Se realizaron los relevamientos en horas pico de la tarde. Se determinaron los valores de intervalos crítico y de seguimiento para la corriente mixta y considerando sólo automóviles que se muestran en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Intervalos críticos y de seguimiento

Flujo (vph)	Media $E(t_c)$ (s)	Varianza $Var(t_c)$ (s^2)	Número de casos	t_f (desviación estándar) (s)
Automóviles	4.87	1.43	55	2.51 (1.009)
Mixto	4.99	1.67	59	
Colectivos	6.81	1.72	4	

La cantidad de datos todavía resulta insuficiente por lo cual las conclusiones deben tomarse con reservas. Por lo tanto se relevaron sólo colectivos en campo en forma directa y obtuvieron intervalos aceptados y máximos rechazados para cada uno totalizando una muestra de 18 junto con las anteriores de las cuales se obtuvo el t_c que se muestra en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7. Intervalos críticos y varianza de la muestra ampliada

Flujo (vph)	Media E(t _c) (s)	Varianza Var(t _c) (s ²)	Número de casos
Colectivos	6.73	1.07	18

5.5.1.3. Factor de corrección y propuesta teórica

Para establecer el ajuste se consideró la ecuación de corrección propuesta por el HCM2000 en el capítulo 17 de donde se despejó el factor de corrección por presencia de vehículos pesados considerando ese efecto en forma aislada.

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV} PHV \quad (5.1)$$

$$t_{c,HV} = \frac{t_{c,x} - t_{c,base}}{PHV} \quad (5.2)$$

donde:

t_{c,x} = intervalo crítico para el movimiento x desde la secundaria (s),

t_{c,base} = intervalo crítico base (s),

t_{c,HV} = factor de ajuste por vehículos pesados (1.0 para calle principal de dos carriles, 2.0 para cuatro carriles en la calle principal (s),

PHV = proporción de vehículos pesados del movimiento en la calle secundaria.

Para la corrección del tiempo de seguimiento, los resultados serian similares a los del intervalo crítico.

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV} PHV \quad (5.3)$$

Despejando el factor de corrección obtendríamos en forma análoga

$$t_{f,HV} = \frac{t_{f,x} - t_{f,base}}{PHV} \quad (5.4)$$

donde:

t_{f,x} = intervalo de seguimiento para el movimiento x desde la secundaria (s),

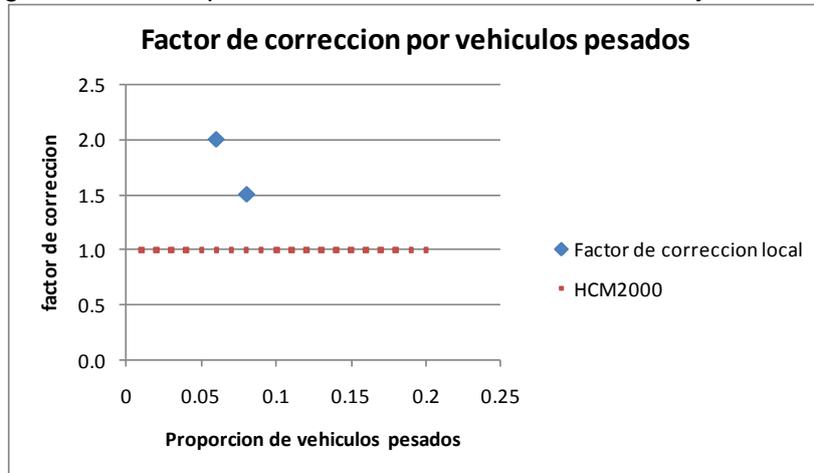
t_{f,base} = intervalo de seguimiento base (s),

t_{f,HV} = factor de ajuste por vehículos pesados (0.9 para calle principal de dos carriles, 1.0 para cuatro carriles en la calle principal (s),

PHV = proporción de vehículos pesados del movimiento en la calle secundaria,

Se analizó otro período con un porcentaje de colectivos del 8% que se grafica en la figura junto con el factor de corrección propuesto por el HCM2000

Figura 5.13. Comparación factores de corrección local y HCM2000



Puede verse que la forma de tratamiento de los vehículos pesados para el caso de otros capítulos del HCM2000 no es análoga por lo cual resulta interesante analizar la forma en que se trata esta corrección en las intersecciones semaforizadas. El HCM2000 en su capítulo 16 propone el cálculo de un factor de corrección por vehículos pesados para la estimación de la tasa de saturación dada por la ecuación 5.5.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_o(E_T - 1)} \quad (5.5)$$

donde:

f_{HV} : factor de corrección de la tasa de flujo de saturación por presencia de vehículos pesados.

P_o : proporción de vehículos pesados

E_T : equivalente de vehículos pesados

Si de manera análoga, proponemos un factor de corrección del intervalo de seguimiento utilizaríamos la inversa de este es decir:

$$f_{fmsHV} = 1 + P_o(E_T - 1) \quad (5.6)$$

donde:

f_{fmsHV} : factor de corrección del intervalo de seguimiento por presencia de vehículos pesados.

Claramente, el equivalente respondería a la cantidad de vehículos livianos que equivaldría un vehículo pesado en cuanto al tiempo de seguimiento. Por lo tanto sería la relación entre t_f de vehículos pesados y el t_f de automóviles.

$$E = \frac{t_{f,VP}}{t_{f,base}} \quad (5.7)$$

donde:

E: equivalente de vehículos pesados para tiempo de seguimiento

$t_{f,VP}$: tiempo de seguimiento de vehículos pesados (s)

$t_{f,base}$: tiempo de seguimiento base (automóviles) (s)

Si reemplazamos este valor en la ecuación $f_{fnsHV} = 1 + P_o(E_T - 1)$ se tendrá

$$f_{fnsHV} = 1 + P_o \left(\frac{t_{f,VP}}{t_{f,base}} - 1 \right) = 1 + P_o \frac{t_{f,VP} - t_{f,base}}{t_{f,base}} \quad (5.8)$$

Con lo cual el factor de corrección del intervalo de seguimiento resultaría

$$f_{fnsHV} = 1 + P_o \frac{t_{f,VP} - t_{f,base}}{t_{f,base}} \quad (5.9)$$

Si tratamos de asemejarlo a lo que propone el HCM2000 en el capítulo 17, sacando denominador común y pasándolo al primer miembro de la ecuación tendríamos

$$f_{fnsHV} t_{f,base} = t_{f,base} + P_o (t_{f,VP} - t_{f,base}) \quad (5.10)$$

El primer miembro correspondería al intervalo de seguimiento mixto y el factor de corrección que propone el HCM2000 en el capítulo 17 sería la diferencia en el intervalo de seguimiento para vehículos pesados y el intervalo crítico para corriente sólo de automóviles.

Con lo cual se estimarían ambos intervalos y calculará su diferencia para obtener el valor del ajuste para el intervalo de seguimiento utilizado en la ecuación propuesta por el HCM2000 por presencia de vehículos pesados en intersecciones no semaforizadas.

$$t_{f,HV} = t_{f,VP} - t_{f,base} \quad (5.11)$$

Como en la práctica se hace difícil encontrar en intersecciones no semaforizadas una cola de vehículos pesados es que se debe haber propuesto la corrección del HCM2000.

Si, continuando con el razonamiento, extendemos este resultado al intervalo crítico tendríamos que el factor de corrección del intervalo crítico sería la diferencia entre el intervalo crítico de los vehículos pesados y el de los autos

$$t_{c,HV} = t_{c,VP} - t_{c,base} \quad (5.12)$$

Según los valores obtenidos para intervalos críticos entonces se puede determinar el factor de corrección de no semaforizadas como:

$$t_{c,HV} = t_{c,VP} - t_{c,base} = 6.81 - 4.87 = 1.94 \text{ s}$$

y considerando la corrección propuesta por el HCM2000 para la proporción de colectivos existente ($9/130= 0.069231$):

$$t_{c,HV} = \frac{t_{c,x} - t_{c,base}}{PHV} = \frac{4.99 - 4.87}{0.069} = 1.75 \text{ (s)}$$

Dichos valores debieran ser iguales, si consideramos la muestra de colectivos de 18 el valor obtenido seria de 1.86, más próximo al estimado por lo que con más datos se aproximan más.

Siendo el equivalente:

$$E = \frac{t_{c,VP}}{t_{c,base}} = \frac{6.81}{4.87} = 1.4$$

$$f_{cnsHV} = 1 + P_o(E_T - 1) = 1 + 0.069(1.4 - 1) = 1.0276 \text{ s}$$

Este valor por t_c base permite obtener el intervalo crítico del trafico mixto (1.0276×4.77) de 5 segundos.

El análisis teórico permite entender el origen del factor de corrección propuesto por el HCM2000 tanto para el intervalo critico como para el de seguimiento. Los valores de factores de corrección para el intervalo crítico hallados son superiores para la realidad local en más del 75 %.

Otra forma de considerar la corrección es la propuesta donde a partir del intervalo base y el de los vehículos pesados se determina el equivalente mediante la ecuación 5.7 y se reemplaza en la fórmula de corrección factor que multiplica al intervalo crítico base de la ecuación 5.6.

Los porcentajes de vehículos del transporte público son bajos por lo que sólo se puede hacer un análisis limitado a esos porcentajes, pero el fundamento teórico parece ser razonable y más relacionado con la metodología del HCM2000 en el manejo homogéneo de correcciones por presencia de vehículos pesados.

5.5.2. Por intersección en T

Según las referencias mencionadas (Galarraga et al., 2002) los valores de intervalos críticos y de seguimiento para condiciones locales en intersecciones de una calle principal de dos carriles en cruz, resultaron ser de 6,7 segundos con una varianza de 13,3 para 52 casos, y el intervalo de seguimiento de 3,2 segundos con una varianza de 1,3 y un total de 19 casos.

El factor de corrección para el intervalo crítico que propone el Manual para un movimiento x desde la secundaria es

$$t_{3,LT} = t_{c,base} - t_{c,x} \quad (5.13)$$

donde:

$t_{c,x}$ = intervalo crítico para el movimiento x desde la secundaria (s),

$t_{c,base}$ = intervalo crítico base (s),

$t_{3,LT}$ = factor de ajuste por la geometría de la intersección (0.7 para giro a la izquierda desde la secundaria, 0.0 en los otros casos) (s).

$$t_{3,LT} = 6.7 - 4.77 = 1.93 \text{ (s)}$$

Valor bastante superior al propuesto por defecto por el HCM2000 lo cual revela la importancia en la estimación de factores ajustados.

Pese a que no se considera una corrección en el intervalo de seguimiento los resultados obtenidos en el caso de una intersección en T resultaron de 2.80 ± 0.86 (n=225 datos) por lo que si existiera una corrección del tiempo de seguimiento y siguiéramos la misma estructura de la ecuación de corrección resultaría el factor

$$t_{3,LTf} = 3,2 - 2,8 = 0.40 \text{ (s)}$$

5.5.3. Por cruce en etapas

La intersección analizada no contempla un cruce en etapas claramente definido aunque existe un pequeño cordón que separa los carriles de la calle principal y un espacio que permite el almacenamiento de un vehículo en posición paralela a la corriente principal sin disposición de un carril de aceleración de ingreso a la misma, simplemente de almacenamiento que puede apreciarse en la Figura 5.11.

Figura 5.14. Espacio de almacenamiento



Pese a lo limitado del espacio de almacenamiento de la bahía, se observaron durante las tareas de relevamiento y procesamiento de la información cruces no realizados en forma directa que en algunos casos llegaron hasta a tres vehículos almacenados tanto en el lugar disponible como detrás de él ocupando la calzada media y parte del carril izquierdo de la calle principal. Estos cruces en dos etapas no eran claros y definidos sino más bien forzados. El caso típico es la disminución de la velocidad después de atravesar la corriente desde la izquierda y entonces generar un tiempo extra para dejar pasar los vehículos desde la derecha y la interrupción de la corriente desde la izquierda al ocupar el carril mientras esperan un hueco en la corriente que viene desde la derecha.

También se observaron diferentes comportamientos en el uso del cruce. Algunos vehículos disminuían su velocidad e iba ingresando lentamente a la corriente principal en forma paralela y otros cruzaban la primera corriente y quedaban perpendiculares a la corriente principal causando mayores molestias que si quedaban paralelos o en forma oblicua.

Debido a que se observaron casos de cruce en una etapa y cruces en dos etapas se desdoblaron los casos para tratarlos por separado. Los que cruzaban en forma directa las dos corrientes y los que lo cruzaban las dos corrientes en forma independiente. Los primeros ya fueron tratados anteriormente en el punto 5.2.

Para analizar en campo lo propuesto por la metodología del HCM2000 se registraron de los casos en los que se realizó cruce en etapas los intervalos de aceptación utilizados para cruzar la corriente sobre la principal desde la izquierda y por separado para cruzar la corriente desde la derecha y los máximos intervalos rechazados. A su vez se consideró todo el conjunto de datos. La Tabla 5.8 resume los resultados. Recordemos que el HCM2000 reduce en un segundo los intervalos críticos de cada una de las dos partes para estimar la capacidad total de la intersección. Los intervalos críticos resultantes se comparan con el intervalo crítico de giro menos un segundo según la metodología del HCM2000 y también se calculó un intervalo de confianza de la media de cada parte para determinar si la modificación o disminución propuesta por el HCM2000 presentaba una diferencia significativa o no.

Tabla 5.8. Intervalo crítico de cruce independiente de las corrientes en la principal.

Conjunto de datos	Media $E(t_c)$ (s)	Varianza $Var(t_c)$ (s^2)	Casos
Parte1	4.42	2.36	19
Parte2	3.79	1.04	22
Ambas	3.96	1.41	41

Los valores correspondientes a cada una de las dos partes resultan diferentes entre sí. El intervalo crítico para cruzar después de la mediana resulta menor. Si consideramos la diferencia local entre el intervalo crítico del cruce en una etapa y el intervalo crítico considerando el conjunto de todos los datos del cruce en etapa la diferencia es de 0.81 s (4.77 s - 3.96 s), un poco inferior al segundo que propone el HCM2000. Si consideramos las diferencias de cada parte por separado, sería de 0.35 s (4.77 s - 4.42 s) para la Parte I y 0.98 s (4.77 s - 3.79 s) para la Parte II, es decir que para la segunda parte lo propuesto por el HCM2000 y las mediciones locales se corresponderían.

Los resultados corresponden al análisis de todos los cruces en etapa existentes en una video filmación de una hora y veinte minutos en donde los volúmenes de ingreso por la calle secundaria fueron de 388 vehículos y la suma de los volúmenes conflictivos fue de 1504 vehículos.

5.6. EVALUACIÓN

5.6.1. Comparación resultados locales vs HCM2000

En la Tabla 5.9 se presenta la comparación de los promedios para los intervalos críticos y de seguimiento base mediante el método de máxima verosimilitud obtenidos para la intersección estudiada, con los valores del Manual de Capacidad de Carreteras en su versión 2000.

Tabla 5.9. Comparación de intervalos locales y provistos por el HCM2000 2000

Movimiento	Intervalo Crítico Principal dos carriles		Tiempo de seguimiento	
	Córdoba	HCM	Córdoba	HCM
Giro Izquierda en T	4.77	6.40	2.8	3.5

De la observación de la Tabla 5.8 puede advertirse que los intervalos locales son menores que los que propone el HCM2000. Esta información coincide con la expectativa previa y con la experiencia en el sentido que los conductores locales son más agresivos que los norteamericanos (Galarraga et al., 2001). Bajo esta perspectiva puede inferirse que las intersecciones funcionarán de manera más eficiente, pero también más peligrosa.

5.6.2. Análisis estadístico. Intervalo de confianza

Con el fin de precisar estadísticamente las diferencias existentes se estimó un intervalo de confianza del 95% sobre las medias locales, si el mismo excluyera al valor propuesto por el HCM2000, podría afirmarse que las mismas difieren significativamente de las de Estados Unidos de Norte América.

La Tabla 5.10 presenta los límites inferior y superior del intervalo de confianza de la media obtenidos para el intervalo crítico en intersecciones con vías principales de dos carriles. Entre paréntesis, junto al valor medio propuesto por el HCM, se consigna si el mismo está incluido dentro del intervalo de confianza del 95%.

Tabla 5.10. Intervalo de confianza para el intervalo crítico medio

	Córdoba			HCM
	Media (segundos)	Límite inferior (95%)	Límite superior (95%)	Media (incluida en el intervalo de confianza)
Intervalo crítico	4.77	4.62	4.92	6.4 (no)
Intervalo de seguimiento	2.8	2.69	2.91	3.5 (no)

Si consideramos los resultados obtenidos por el método de regresión lineal de 4.96 para el intervalo crítico y 2.683 s para el tiempo de seguimiento estos se encuentran muy próximos al límite superior e inferior respectivamente.

Si consideramos los resultados obtenidos por el método Asworth para el periodo analizado de 4 s, este se encuentra también próximo al límite inferior (4.03 s y 4.53 s) del intervalo de confianza sobre la media de 4.28 s.

5.7. ESTIMACION DE LA CAPACIDAD EN INTERSECCION EN T

5.7.1. Consideraciones iniciales

Para los modelos de capacidad teórica los relevamientos y mediciones corresponden a los realizados para la determinación de los intervalos críticos y de seguimiento vistos en el punto 5.2 en donde se describía la medición. Los resultados obtenidos para el intervalo crítico y de seguimiento son los que se utilizan ahora en los modelos teóricos.

Para poder aplicar la metodología de estimación de la capacidad en campo se utilizó una filmación de una hora y veinte minutos. Se registraron, durante los períodos en que existía cola, las tasas de descarga desde la secundaria y los volúmenes sobre la principal.

5.7.2. Modelos de capacidad teórica

La formulación de Harders y la del HCM2000 son iguales, la única diferencia está en las unidades del volumen conflictivo. En Harders las unidades son vps y en el HCM se utilizan vph.

$$C_n = v_p \frac{e^{-v_p t_c}}{1 - e^{-v_p t_f}} = v_p \frac{e^{-v_p 4.77}}{1 - e^{-v_p 2.8}} \quad (3.13)$$

5.7.2.2. Formulación del HCM2000

$$C_n = v_p \frac{e^{-v_p t_c}}{1 - e^{-v_p t_f}} = v_p \frac{e^{-v_p 4.77}}{1 - e^{-v_p 2.8}} \quad (3.14)$$

5.7.2.3. Formulación de Siegloch

La formulación de Siegloch y la del informe NCHPR 572 también coinciden

$$C_n = \frac{1}{t_f} e^{-v_p t_c} = \frac{1}{2.8} e^{-v_p 3.37} \quad (3.15)$$

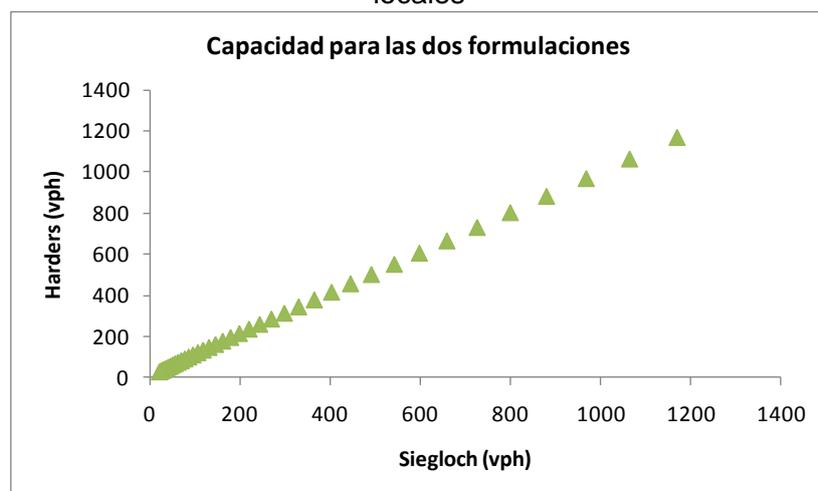
5.7.2.4. Formulación del informe NCHPR 572

$$C_{p,x} = A e^{-B v_{c,x}} = 755 e^{-0.000936 v_{c,x}} \quad (3.16)$$

5.7.2.4. Comparación de formulaciones

Tanto la formulación de Harders como la de Siegloch son prácticamente iguales como puede desprenderse de la figura 5.15 .

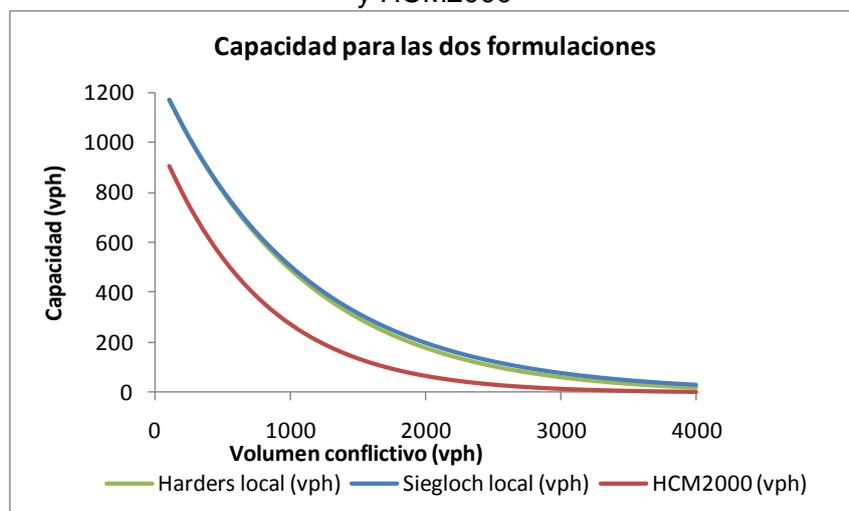
Figura 5.15 . Comparación formulación Harders y Siegloch para valores de intervalos locales



Las capacidades obtenidas con las distintas formulaciones se reportan en la Figura 5.16. Las curvas superiores están prácticamente superpuestas, la de Harders presenta valores un poco inferiores para flujos conflictivos superiores a 1500 vph y corresponden a las graficas de las ecuaciones 3.13 y 3.15, es decir la correspondiente a los valores locales de intervalos

críticos obtenidos en este trabajo. La curva que se encuentra por debajo corresponde a la de HCM2000 sin correcciones locales.

Figura 5.16. Comparación formulación Harders y Siegloch para valores de intervalos locales y HCM2000



5.7.3. Modelos empíricos de medición

5.7.3.1. Con colas

Durante algunos lapsos en los períodos registrados existieron colas continuas de los cuales se obtuvieron las tasas de descarga, que representan las capacidades del acceso secundario para determinado flujo conflictivo.

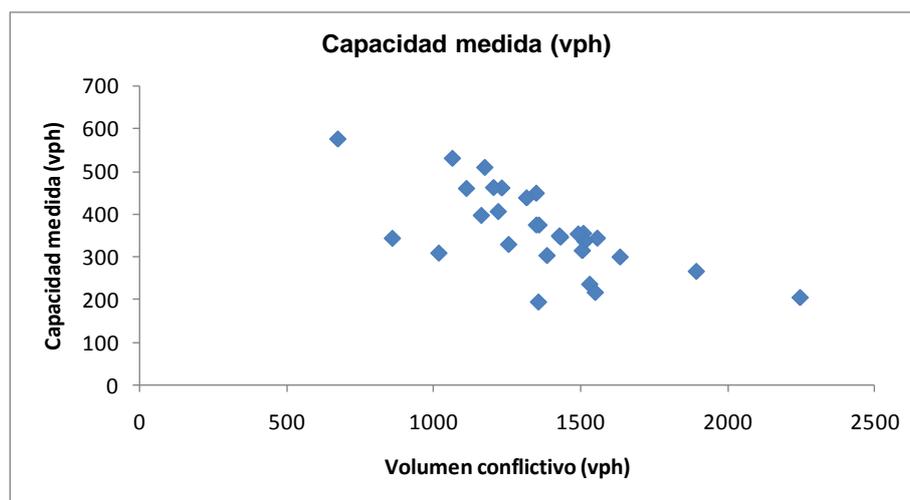
En la Tabla 5.11 se reportan los lapsos en minutos en donde las colas estuvieron presentes, las tasas de descarga en esos períodos y el volumen conflictivo del período en vehículos. En la Figura 5.12 esos volúmenes se llevaron a la hora y se graficaron.

Tabla 5.11. Períodos analizados para determinar la capacidad

Período	Tasa de descarga de la cola continua (vehículos)	Volumen conflictivo (vehículos)	Tiempo de medición (minutos)
1	12	51	2.0
2	4	28	1.2
3	37	111	4.9
4	2	5	0.3
5	16	61	2.9
6	17	56	3.3
7	9	24	1.2
8	2	4	0.2
9	7	21	1.0
10	13	38	2.0
11	2	13	0.5
12	2	9	0.4
13	14	67	2.7

14	5	13	0.6
15	16	58	2.6
16	10	23	1.2
17	17	41	2.2
18	30	124	5.2
19	46	188	7.9
20	4	44	1.2
21	14	64	2.8
22	11	60	2.2
23	5	18	0.8
24	19	86	3.3
25	6	43	1.7
26	31	93	4.2
27	8	57	1.8
28	6	7	0.6
29	23	97	3.9

Figura 5.17. Diagrama de dispersión de capacidad vs volumen conflictivo



Los valores corresponden al análisis de una video filmación de una hora y veinte minutos en donde los volúmenes de ingreso por la calle secundaria fueron de 388 vehículos y la suma de los volúmenes conflictivos fue de 1504 vehículos. Puede observarse la tendencia de la curva exponencial negativa y la zona de mayores datos disponibles observados entre 1000 y 1500 vph.

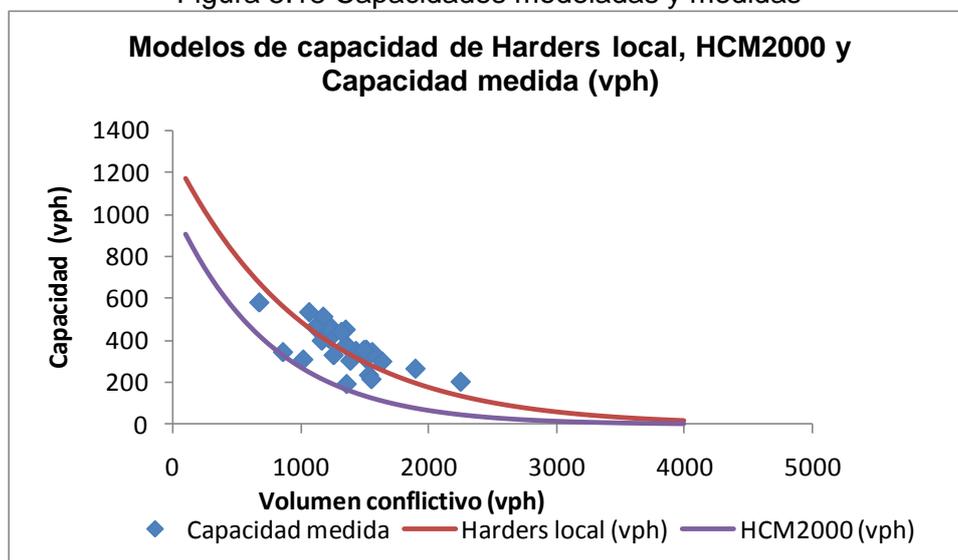
5.7.3.2. Sin colas continuas

En los mismos períodos mencionados se realizaron los cálculos para verificar la metodología mencionada en (Kyte et al., 1996) registrando datos de tiempos de servicio y tiempo de movimiento encontrándose que las diferencias alcanzan al 5 % en el peor de los casos.

5.7.3. Comparación de resultados

Las estimaciones de capacidad según los modelos teóricos utilizados permiten afirmar que los ajustes locales en los intervalos críticos y de seguimiento reflejan mejor las capacidades medidas. Las capacidades obtenidas de la aplicación de la metodología de HCM2000 sin correcciones que reflejen el comportamiento e los conductores locales arrojan valores inferiores a los efectivamente medidos. La Figura 5.18 resume los resultados obtenidos para los modelos y los valores encontrados de capacidad en campo

Figura 5.18 Capacidades modeladas y medidas



5.8. CONSIDERACIONES FINALES

El método adoptado para la estimación del intervalo crítico es el de máxima verosimilitud siendo el valor obtenido para una intersección en tres ramas de 4.77 ± 1.35 s ($n=308$ datos). El valor de intervalo de seguimiento determinado como promedio de todos los casos analizados resultó de 2.80 ± 0.86 s ($n=225$ datos).

Se advierte que el intervalo crítico para el movimiento de giro a la izquierda desde la secundaria resulta significativamente diferente a los de los conductores norteamericanos. Para calles principales de dos carriles el intervalo de confianza del 95% no incluye las medias del HCM2000.

La disminución de los intervalos críticos se considera asociada a una menor rigurosidad en la aplicación por parte de los conductores de la prioridad de paso. También se considera que, en términos generales, los tiempos de seguimiento locales resultan inferiores a los norteamericanos como puede apreciarse de las tablas 5.3, 5.4 y 5.5.

Para precisar si el intervalo crítico es independiente del flujo conflictivo se hicieron pruebas de hipótesis de diferencia de medias entre los dos períodos de bajo y alto flujo conflictivo. Los resultados muestran que existe evidencia significativa para afirmar que estos valores son diferentes y por lo tanto no se acepta la hipótesis nula de que la diferencia de medias es nula. El estadístico de prueba de hipótesis es $Z=-3.26$ y cae en la zona de rechazo de la hipótesis nula para el nivel de significación del 95% de igualdad de las medias. Pero lo que no se puede afirmar es que la razón de ello sea la diferencia en los volúmenes conflictivos dado que en el campo se observaron limitaciones en las prioridades de la corriente principal durante ese período.

Con respecto a las diferencias entre los valores del intervalo crítico en Estados Unidos de Norteamérica y Argentina pueden tener consecuencias no despreciables en los valores de capacidad y demoras calculados por el método propuesto por el Manual.

Con respecto a la seguridad las diferencias obtenidas muestran tendencias de los conductores locales a ingresar con mayor agresividad y menor respeto por las prioridades de paso que los norteamericanos, lo cual incrementa la peligrosidad de las intersecciones no semaforizadas.

Para bajos volúmenes de tránsito las intersecciones no semaforizadas son más eficientes porque con menores demoras procesan las demandas de cruce y además no requieren los costos de instalación y mantenimiento de señales luminosas. Sin embargo, al quedar el evaluación de la oportunidad de ingresar a la intersección, librado a la discrecionalidad de conductores en términos generales agresivos y no siempre respetuosos de prioridades de paso, se reduce la seguridad vial, lo cual se agrava y más si se registra actividad peatonal.

Durante las filmaciones se observaron en los períodos de tránsito más bajo (1100 vph en la principal y 200 en la secundaria) que más vehículos ingresaban a la intersección sin realizar detención y que disminuían los casos de cruce en etapas. En el caso de flujos altos observados en horas pico prácticamente es nulo el cruce sin detenerse en la línea de parada y el cruce en etapas existe (1500 vph en la principal y 300 vph en la secundaria).

De las observaciones puede decirse que menos del 30% de los usuarios hacen cruce en etapas y menos del 10% hacen cruce directo sin detención en la línea de parada para el caso de las horas pico.

Los resultados muestran que no existe evidencia significativa para poder afirmar que los intervalos críticos varíen con las fluctuaciones de volúmenes en la calle principal.

Si es de hacer notar que la influencia de la existencia de tránsito desde la izquierda menor hace que muchos de los intervalos aceptados por los vehículos de la calle secundaria queden definidos por los de la corriente principal que accede desde la derecha para volúmenes de flujo más bajo en la principal. Este caso particular siempre presento tránsitos superiores desde la derecha.

Se procesaron 4.40 horas de filmación y 6054 vehículos en total, 931 de los cuales accedieron por la calle secundaria. Los resultados obtenidos permiten afianzar la necesidad de ajustes locales a metodologías y parámetros de origen externo

La metodología parte de intervalos base y realiza ajustes para aquellas situaciones que se alejan de esa suposición.

La relación entre el intervalo de seguimiento y el intervalo crítico resulta ser de 0.587 valor encontrado en las referencias de base.

El factor de corrección por intersección en T resulta más cercano a 2 segundos que a los 0.70 que propone el HCM2000.

El factor de corrección por presencia de vehículos pesados (en este caso vehículos de transporte público urbano) resulta más cercano a 2 segundos que a 1 que propone el HCM2000 e incrementan el intervalo crítico en un 3%, ocasionando que la capacidad de la intersección disminuya aunque los valores deben tomarse con reservas debido a lo pequeño de la muestra analizada.

Es de esperar que la diferencia en el caso que los vehículos pesados sean camiones se acentúe como lo demuestran estudios locales anteriores (Galarraga et al., 1991, Galarraga y Barsky, 1990) y por la particularidad que tienen los colectivos de transporte público de movilizarse en la corriente vehicular con cierta agresividad notoria.

La corrección del intervalo crítico por cruce en etapas resulta menor (0.80s) que la propuesta en el HCM2000 (1s) si consideramos todos los intervalos aceptados de los cruces de las dos partes en conjunto y resulta igual al cruce de la Parte II y menor (0.32s) al cruce de la Parte I.

La capacidad de la calle secundaria muestra un comportamiento exponencial negativo con mayores observaciones en la zona de volúmenes conflictivos entre 1000 vph y 1500 vph.

6. MODELO DE SIMULACION MICROSCOPICA

6.1. CONSIDERACIONES INICIALES

Uno de los instrumentos analíticos más importantes para el ingeniero de tráfico en la actualidad es la simulación de situaciones reales mediante el uso de computadoras. Puede predecirse el efecto del control de tráfico y el manejo o la administración del sistema de transporte, permitiendo especificar e implementar estrategias para el logro de la eficiencia en la operación del sistema, expresadas en términos de medidas de eficiencia, que pueden incluir entre otros la velocidad media de los vehículos, los porcentajes de paradas, las demoras, los vehículos-hora de viaje, el consumo de combustible o la emisión de contaminantes.

Dentro de los objetivos particulares se planteó el estudio del comportamiento local de los factores de ajuste considerados más relevantes y la calibración del modelo de simulación microscópico NETSIM para contemplar las modificaciones propuestas.

El siguiente capítulo describe el proceso de calibración y aplicación del modelo de simulación microscópico NETSIM en base a los relevamientos y modelaciones realizados en una intersección no semaforizada de la ciudad de Córdoba.

En este apartado primeramente se describe someramente el modelo, se analizan parámetros de calibración que el mismo posee, la recolección de datos y procesamiento de los mismos. Se calculan los intervalos rechazados y el aceptado para los vehículos de la calle secundaria y se proponen los ajustes de los parámetros dados por defecto por el programa en base a las medidas de eficiencia provistas por el modelo. Por último se presenta un resumen de los resultados a los cuales se llegó y conclusiones obtenidas para el ajuste local.

6.2. DESCRIPCION DEL MODELO

El modelo de simulación microscópico NETSIM se desarrolló en los inicios de los años 70 en Estados Unidos de Norteamérica como un sistema urbano de control de tráfico (Urban Traffic Control System. UTCS-1) por la FHWA y desde entonces ha sido actualizado sistemáticamente a lo largo de los años. Su plataforma cambio del sistema operativo DOS a Windows. Este modelo fue utilizado en varias etapas de elaboración del HCM2000 y en la actualidad se encuentra disponible en su versión 6.2 de febrero 2010. La disponibilidad del paquete TSIS – CORSIM (Traffic Software Integrated System – Corridor Simulation) desarrollado por el Departamento de Transporte de la FWHA de Estados Unidos de Norteamérica, que lo incluye como uno de sus componentes también influyo en la elección de esta simulación microscópica para modelar.

El modelo de simulación microscópico NETSIM se aplica para modelar situaciones de flujo de tránsito con frecuentes interrupciones, típicas de las intersecciones urbanas (Ratroun and Rahman, 2009). El modelo desarrolla una simulación basada en intervalos, cada vehículo es un objeto distinto que se mueve cada segundo. Cada instrumento de control variable tal como las señales de tránsito y cada evento se actualizan segundo a segundo. Cada vehículo está identificado por categoría ya sea, auto, camión, colectivo es decir en diferentes tipos (se pueden especificar hasta nueve diferentes tipo de vehículos que difieren en operación y características de desempeño), además se puede asignar un ajuste que refleja el comportamiento del conductor (ya sea pasivo o agresivo) a cada uno de los vehículos. Los movimientos de giro, como así también las velocidades de flujo libre, los intervalos de descarga de las colas y otros atributos de comportamiento asignan estocásticamente. Como resultado se puede simular cada comportamiento vehicular diferente, lo que permite poder reflejar el proceso real, cada vez que se mueve un vehículo

se recalcula su posición tanto lateral como longitudinal en el arco y su relación con otros vehículos cercanos, así como también su velocidad aceleración y estado.

La congestión puede ocasionar la formación de colas que se extiendan a lo largo del arco y bloqueen la intersección aguas arriba impidiendo así la continuidad en el flujo de tránsito. También la presencia de volumen peatonal puede demorar los movimientos de giro en las intersecciones lo cual esta modelado.

El programa aun posee conceptualmente el manejo de los datos en la forma de tarjetas de entrada (con 80 columnas tal cual se ingresaban originalmente en las primeras versiones) pero el ingreso de datos se ha simplificado más y los cambios son más sencillos.

El modelo también cuenta con una interfaz gráfica que permite al usuario animar el tráfico, o sea ver en la pantalla la intersección y cada uno de los vehículos en movimiento, lo cual facilita mucho el trabajo con el mismo. El modelo NETSIM, necesita de datos para poder correr y también para poder corroborar su correcta calibración.

La simulación se realiza paso a paso para describir las operaciones de tráfico. El paso utilizado es de un segundo. Cada vehículo es un objeto particular y único que se mueve cada segundo. Cada dispositivo de control variable, tal como una señal de tránsito, y cada evento se actualiza cada segundo. Es un modelo estocástico, lo cual significa que se asignan números aleatorios que definen el tipo de conductor, las características de vehículo y el proceso de toma de decisión. Es decir las medidas de eficiencia obtenidas son el resultado de un conjunto específico de semillas de números aleatorios. Basarse en las medidas de eficiencia surgidas de una sola corrida puede no ser correcto. Para un entendimiento más cabal del desempeño de la red se debería simular varias veces utilizando diferentes conjuntos de semillas de números aleatorios. La distribución de las medidas de eficiencia deberían entonces ser una representación acertada del desempeño de la red.

Cada vehículo se identifica por grupo y por tipo con diferentes características operacionales. A cada vehículo además se le asigna una característica del comportamiento del conductor (de pasivo a agresivo). Se determinan sus propiedades cinemáticas (velocidad y aceleración) como su estado (en cola o en movimiento). También se asignan estocásticamente los movimientos de giro, velocidades en flujo libre, intervalos de tasa de descarga y otros atributos de comportamiento. De esta forma se puede simular el comportamiento de cada vehículo de manera tal de reflejar el proceso real.

Cada vez que un vehículo se mueve, su posición (tanto longitudinal como lateral) en el arco y su relación con otros en la cercanía se recalculan, como así también su velocidad, aceleración y estatus.

El modelo acumula datos durante cada paso. Al final de cada período simulado se producen las medidas de eficiencia. Estas pueden en conjunto utilizarse con las de HCM2000 para estimar el desempeño de la red (CORSIM User's Guide, 2010).

En NETSIM el ambiente físico real de la trama urbana se representa mediante una red compuesta de nodos y arcos unidireccionales. Los arcos en general representan calles urbanas y los nodos en general intersecciones o puntos en donde las características geométricas o de tránsito (anchos de carril, velocidades por ejemplo) varían. Los vehículos en la red se mueven de subred en subred segundo a segundo. NETSIM utiliza una simulación paso a paso time step para modelar las operaciones de tráfico. Es lo que se conoce como modelo de simulación microscópico donde el comportamiento de todos los vehículos se representa en cada paso.

NETSIM modela el movimiento de cada vehículo individual sobre la base de vehículo en seguimiento y la teoría de cambio de carril en una base segundo a segundo con el objeto de lograr modelar el desempeño del sistema de arterias.

NETSIM es un modelo estocástico de simulación, lo que significa que incorpora procesos aleatorios para modelar el complejo comportamiento entre conductores, vehículos y sistema de tráfico y sus interacciones. Los modelos de simulación estocásticos producen salidas que a su vez son estocásticas. No ocurre lo mismo con un modelo determinístico que produce una salida determinada una vez que se han determinado los parámetros de entrada y sus relaciones. El HCM2000 es un ejemplo típico de un modelo determinístico.

El proceso aleatorio se encuentra directamente relacionado con un algún comportamiento observado. Por ejemplo, en una intersección en particular se puede observar un 20% de los vehículos que giran a la izquierda. Para modelar esta situación en NETSIM, cada vez que un conductor debe hacer una decisión de giro a la izquierda se saca un número aleatorio. Si el número sacado produce otro número que es igual o menor a veinte, al vehículo se le asigna un giro a la izquierda. Esta situación puede producir que tres vehículos sucesivos giren a la izquierda o que después de 100 extracciones de números aleatorios no se produzca ningún giro a la izquierda. De todas formas a partir de un número grande de decisiones de los conductores, el 20% de los vehículos terminaran girando a la izquierda. De lo contrario si se utilizara el 20% como porcentaje de los vehículos que giran sin modelar el proceso estocástico, cada quinto vehículo haría un giro a la izquierda. Esto daría como resultado un 20% de giros pero no representaría el comportamiento real observado.

Debido a que las salidas de un modelo estocástico son aleatorias, cada corrida de un modelo de simulación estocástico produce una estimación de las características reales del modelo dadas para un conjunto particular de parámetros de entrada. Así apoyarse en las medidas de eficiencia generadas de una sola corrida puede dar lugar a conclusiones erróneas. Para producir medidas de eficiencia confiables, se deben simular varias corridas independientes del modelo para el mismo conjunto de parámetros de entrada. Entonces para ganar un mejor entendimiento del desempeño de la red, la red debe ser simulada varias veces utilizando diferentes conjuntos de semillas de generación de números aleatorios. La distribución de las medidas de eficiencia debería entonces ser una representación precisa del desempeño de la red.

Existen una serie de datos de entradas conocidos como parámetros de calibración del NETSIM que permiten un ajuste más específico para lograr una mejor representación de las condiciones de circulación locales. Estos parámetros de calibración incluyen parámetros referidos al comportamiento de los conductores y parámetros de performance de los vehículos. Dentro de los parámetros de comportamiento del conductor figuran intervalo de tasa de descarga, distribución de la velocidad en flujo libre por tipo de conductor, velocidades máxima de giros a la derecha e izquierda, aceptación de intervalos en cruces con señales de pare o ceda el paso y familiaridad con el recorrido.

Los parámetros de calibración de los vehículos incluyen características de la velocidad y la aceleración, distribución de la flota, grado de ocupación.

Los pasos básicos para crear una red y calibrar el modelo incluyen en el proceso

1. Determinación de la geometría de la red
2. Obtención de datos de tráfico y señalización
3. Modelación de la red mediante modelo arco-nodo
4. Simulación mediante el modelo
5. Visualización de la animación para corroborar y confirmar movimientos de los vehículos y operaciones de las señales

6. Utilización de la herramienta de corridas sucesivas para múltiples simulaciones con diferentes semillas de números aleatorios
7. Observación de las distribuciones de las medidas de eficiencia y comparación con datos de campo
8. Ajuste de parámetros de calibración para acercarse a los valores de campo tanto como sea posible.
9. Repetición hasta el ajuste deseado.

Después de que el modelo se logra calibrar para la red en cuestión se encuentra apto para estudiar otros escenarios que involucren por ejemplo modificaciones de la situación actual. El conjunto de parámetros de calibración puede utilizarse para otras simulaciones en los que el comportamiento de los conductores y las características de operación de los vehículos sean similares (CORSIM User's Guide, 2010).

Es importante resaltar la importancia que tiene el que la simulación haya alcanzado un estado de equilibrio para poder generar las medidas de eficiencia correctamente. En NETSIM el estado de equilibrio se determina comparando el número de vehículos en la red en intervalos consecutivos de tiempo. El equilibrio se obtiene si esa la diferencia entre el intervalo actual y el anterior es menor al 8% y la diferencia entre el intervalo anterior y el intervalo previo correspondiente es menor al 12%. Si estos valores todavía no han sido alcanzados, pero la diferencia entre el intervalo actual y el anterior es inferior al 6% NETSIM también determina que el equilibrio se ha alcanzado.

Las medidas de eficiencia utilizadas en la adaptación local del modelo NETSIM son la demora en cola, el demora por parada, la demora de control, el porcentaje de acumulación en el arco, la longitud promedio en cola por carril, la máxima longitud de cola por carril, los viajes por vehículos, velocidad, porcentaje de paradas, tiempo en movimiento, tiempo de demora, y tiempo total entre otras.

El modelo no tiene como salida el nivel de servicio tal como se lo conoce del HCM200. El usuario debe obtener la demora de control y estimarlo.

De acuerdo con el Manual de Estudios de Ingeniería de Tráfico del ITE, a nivel macroscópico la manera de medir colas es determinar los volúmenes de arribo y de partida en intervalos de cinco minutos. El conteo debe iniciarse sin cola previa existente y no finalizar hasta tanto no se halla despejado completamente la cola existente. La diferencia entre la acumulada de arribos en los cinco minutos y las partidas es el número de vehículos en cola. Los datos de arribo deben realizarse en donde se espera que llega el último vehículo de la cola.

A nivel microscópico se registra la patente, el tiempo de arribo y el de partida de cada vehículo. El número de vehículos en cola en cualquier tiempo es la diferencia entre el número acumulado de arribos hasta ese momento menos el acumulado de partidas también en ese momento.

El HCM2000 define la cola como una línea de vehículos que espera ser servido por un sistema en la cual la tasa de flujo del principio de la cola determina la velocidad dentro de la cola. Los vehículos que se mueven lentamente dentro de la cola, o que se unen a la misma se consideran como parte de la misma. Una cola que se mueve a mayor velocidad suele ser un pelotón.

También define el final de la cola como la distancia entre la línea de parada del acceso y la ubicación más alejada que pueda tener un vehículo sobre la misma, expresada el número de vehículos. Los vehículos al principio de la cola se cuentan aun cuando haya comenzado

a moverse la cola. El método utilizado por el HCM2000 para la medición de la demora puede utilizarse también para la medición de colas.

NETSIM considera que un vehículo se encuentra en cola cuando se está moviendo a menos de 3 pies por segundo y su aceleración o deceleración es menor de 2 pies por segundo al cuadrado. Si un vehículo se está moviendo a una velocidad entre 3 y 9 pies por segundo se considera que esta en cola el 50% del tiempo (es decir segundo de por medio).

La máxima cola es el número más grande de vehículos observados en cola en cada carril durante el período de simulación. La cola media es el número promedio de vehículos en cola durante el período de simulación incluyendo colas nulas en el promedio.

El uso del porcentaje de acumulación de vehículos en el arco es el promedio de vehículos en cola multiplicado por la distancia media entre vehículos y dividido por el producto de la longitud del arco y el número de carriles del arco.

NETSIM tampoco estima valores de capacidad y por lo tanto tampoco la relación flujo a capacidad. Se deberá correr el modelo con valores de flujo crecientes hasta llegar al máximo y observar el valor de la tasa de descarga sostenida en el cuello de botella para obtener la capacidad. Así se podrá estimar la relación flujo a capacidad para un volumen considerado.

6.3. PARÁMETROS DE CALIBRACION

6.3.1. Consideraciones iniciales

Dentro de este punto se consideraran las modificaciones a las tarjetas de entrada que modifican las semillas de generación de números aleatorios, las distribuciones en los ingresos a la red, el comportamiento de los conductores y los tipos de vehículos y sus participaciones relativas.

Los parámetros de calibración generales a considerar corresponden a la utilización de diferentes semillas para la generación de números aleatorios (considerada en la tarjeta RT 02 Entrada 05, = 9999999) que se utilizan en distintos procesos de la simulación; la definición de la distribución de intervalos de entrada de carácter determinístico o estocástico (considerada en la tarjeta RT 02 Entrada 08, = 2) y el tipo de distribución estocástica seleccionada (considerada en la tarjeta RT 02 Entrada 09, =1).

Existen parámetros de calibración puntuales referidos al estudio en particular que se esté realizando como ser el de las intersecciones no semaforizadas en donde se puede definir la distribución de intervalos aceptados por los conductores del acceso secundario (considerada en la tarjeta RT 142) y el incremento de dicho intervalo por el cruce total de la calle principal (número de carriles de la calle principal, considerada en la tarjeta RT 143)

Cada uno de ellos será tratado en los siguientes puntos.

6.3.2. Generación de vehículos en el ingreso a un arco

En la tarjeta dos se pueden incorporar modificaciones en lo que a la semilla de generación de números aleatorios se refiere y al tipo de distribución de intervalos utilizada para el ingreso de los vehículos a los arcos.

El programa utilizado emite por defecto vehículos a una tasa constante derivada del volumen de tránsito, es decir a partir de una distribución uniforme. No obstante permite

generar vehículos de manera estocástica modificando el tipo de distribución y la semilla o número de generación aleatoria utilizada en el proceso estocástico. Se pueden generar intervalos estocásticos en la entrada de vehículos a partir de una distribución normal, una distribución exponencial negativa o una distribución de Erlang.

La semilla de generación de números aleatorios El número de generación aleatoria es un número entero de hasta ocho (8) dígitos (97165909 valor por defecto). Este valor fue cambiado 30 veces para tener una muestra simulada representativa y las medidas de eficiencia medias para comparar con valores de la realidad. Para ello se crea un archivo de texto indicando los números a utilizar o se utiliza el provisto por el programa.

RT02: Entrada 05

Esta entrada especifica el valor de la semilla para la generación de los números aleatorios en el intervalo de ingreso de los vehículos a la simulación.

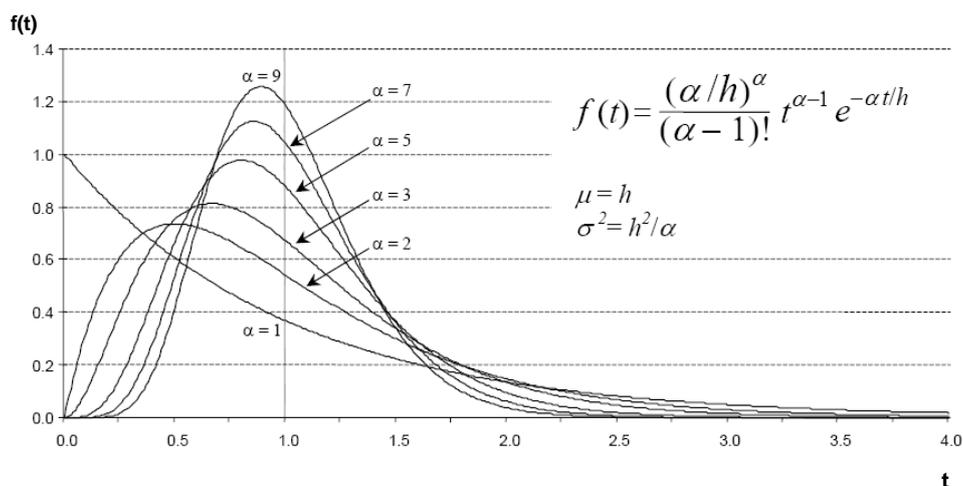
En lo que a la distribución de intervalos en el ingreso al arco se refiere la entrada 8 en la tarjeta dos define la misma. Mediante esta entrada se generan intervalos entre vehículos estocásticamente utilizando una de tres tipos de distribuciones con una media igual a la tasa de flujo de ingreso constante. Los intervalos de ingreso estocásticos se pueden generar de una distribución normal, de una negativa exponencial o de una de Erlang.

En esta entrada se especifica un código (0, 1, or 2) que determina si los intervalos de entrada son constantes valor (0), generados de una distribución normal (1), o generados a partir de una distribución Erlang (2).

RT02: Entrada 08: Valor igual a 2

La entrada 9 de la tarjeta dos especifica el valor del parámetro de la forma de la distribución Erlang, que describe el nivel de aleatoriedad de la distribución (de 1 aleatorio, que corresponde a la distribución exponencial negativa). La Figura 6.1. ilustra la distribución Erlang para varios valores del parámetro de la forma α y para una media de valor unitario.

Figura 6.1. Parámetros de la distribución Erlang ($\alpha=1$, distribución exponencial negativa)
Fuente CORSIM Guía del Usuario 2010.



RT02: Entrada 09: Valor igual a uno

6.3.3. Características de los vehículos

Se puede en esta tarjeta definir cada tipo de vehículo: automóviles, camiones, colectivos y vehículos compartidos y dentro de cada uno subtipos. Se pueden especificar longitud del vehículo de para golpe delantero a trasero para cada tipo de vehículo. El programa asigna internamente 0.90m (3 pies) para definir la longitud efectiva del vehículo parado en una cola. También está especificado un porcentaje de participación en el total del tipo de vehículo. Por ejemplo para los vehículos livianos se especifican dos tipos de subgrupos, los de elevada performance (alta gama) y los de baja performance los cuales tienen diferentes longitudes.

RT58: Entrada 02 Longitud de vehículo

RT58: Entrada 04 especifica porcentaje de determinado tipo de vehículo en la flota de vehículos

Esta especificado por defecto un 75% de vehículos livianos de alta performance.

De la observación de las filmaciones y recorrida en el lugar se obtuvieron composiciones vehiculares y participación dentro de las mismas de vehículos distinto desempeño. Se observaron porcentajes similares. No es habitual tal situación pero esto es debido a la localización de la intersección, por lo cual no se modifico. De uno de los períodos se observaron 16% de vehículos livianos de baja performance y 84% de alta performance (ver % para cambiar).

Las longitudes consideradas para los vehículos de alta performance fueron entre 4.6 y 4.9m y los de baja performance del orden de 3.90 a 4.50m aproximadamente los 4.90m y 4.30m que se propone por defecto respectivamente el modelo.

6.3.4. Intervalos de aceptación para cruzar

El modelo también tiene la capacidad de modelar intersecciones no semaforizadas tanto reguladas por señales de ceda el paso como de pare. En la modelación interviene el intervalo aceptado por un vehículo de una calle secundaria cruzar el carril más cercano de la calle principal de una intersección no semaforizada, es decir la corriente vehicular que proviene de la izquierda. Éste depende del comportamiento de los conductores y se elige de una distribución decimal. Dicho valor dado en decisegundos varía según el código asignado a cada conductor según su mayor o menor agresividad en la conducción. El conductor puede ser más o menos agresivo en su conducción. El más agresivo corresponde al código 10 y el menos agresivo al 1. Si existen carriles a cruzar provenientes del otro sentido es decir desde la derecha se adiciona un tiempo al intervalo necesario para cruzar los carriles hasta llegar al más alejado que también se elige de una distribución decimal basado en el número total de carriles a cruzar por el vehículo (desde el inicio del cruce hasta llegar al carril adyacente al cordón de la vereda opuesto). NETSIM presenta valores por defecto de esas distribuciones que pueden modificarse en las tarjetas de entrada de datos (RT 142 y 143 del programa). Los valores por defecto que propone el modelo se muestran en la Tabla 6.1. Si la intersección está regulada por una señal de Ceda el Paso el intervalo propuesto debe disminuirse en 1.5 segundos respecto del propuesto para la señal de pare.

Tabla 6.1. Intervalo aceptado para cruzar la corriente de la izquierda por defecto

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Intervalo aceptado (ds)	56	50	46	42	39	37	34	30	26	20

Como ya se mencionó cuando existe más de un carril en la calle principal se adiciona un tiempo fijo dependiendo del número total de carriles a cruzar. Los valores que propone NETSIM por defecto se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Extensión del intervalo aceptado por cantidad de carriles por defecto

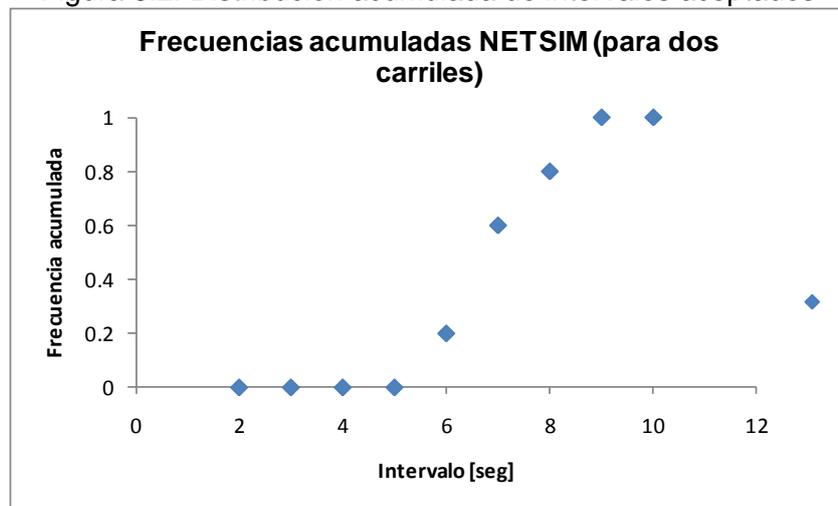
Número total de carriles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tiempo adicional (ds)	12	21	26	31	35	39	42	46	49	51

Es decir que si un vehículo de la calle secundaria quiere acceder para ingresar a una calle principal de dos carriles por sentido y el conductor no es agresivo, el intervalo aceptado por el mismo será de 8.7 s (5.6 s de intervalo base + 3.1 s adicionales de extensión).

Si observamos los valores de intervalos en la primera tabla notamos que corresponden a una media de 3.8 s. El modelo asigna a cada conductor en forma aleatoria y uniforme un tipo de conductor y por lo tanto un intervalo aceptado de una distribución con media 3.8 y desviación estándar de 1.105 s.

Si analizamos el caso de tener que cruzar dos carriles para realizar la maniobra se debe agregar al intervalo aceptado un valor fijo de 2.1 s resultando la distribución de frecuencias acumulada de los intervalos aceptados la mostrada en la figura en donde el percentil 50 es de 6.2 s. La media de esta distribución es de 5.9 s con la misma desviación estándar anterior.

Figura 6.2. Distribución acumulada de intervalos aceptados



Si consideramos el caso de la intersección regulada por una señal de ceda el paso el valor del intervalo aceptado es 1.5 s inferior la curva de frecuencias acumuladas y por lo tanto el percentil 50 del intervalo aceptado sería de 4,7 s.

Del procesamiento de los datos recolectados se obtuvo la distribución de frecuencias acumulada de los intervalos aceptados considerando para ello todos los intervalos aceptados y rechazados ordenándolos de menor a mayor y agrupándolos según fueran menores a un intervalo dado uno de los períodos considerados. Para cada intervalo dado se determinaron los porcentajes de aceptados y se graficaron como se muestra en la Figura 6.3.

Figura 6.3. Frecuencias locales

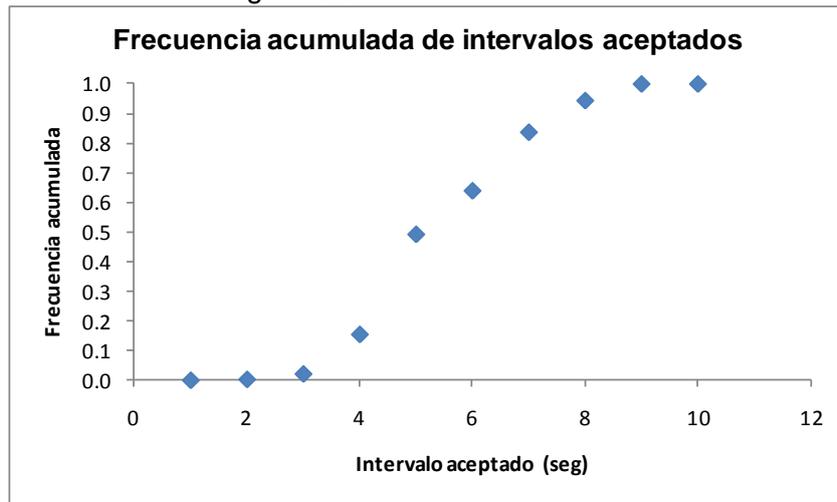
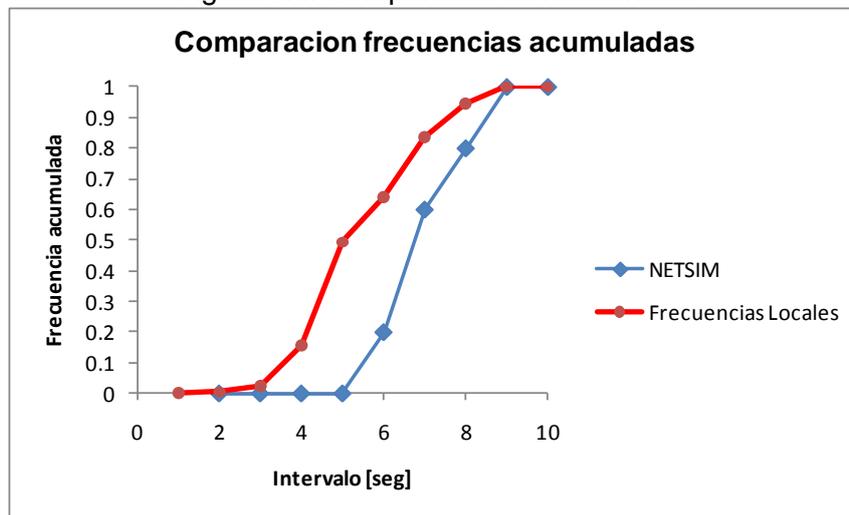


Figura 6.4. Comparativa de frecuencias



La Figura 6.4 muestra la diferencia existente entre la curva de frecuencias acumuladas del intervalo de aceptación propuesta para utilización por defecto en el modelo con la medida. Es decir las distribuciones decimales que NETSIM propone (RT 142 y RT 143) con los datos medidos. En ellas no se considera modificación del valor propuesto de 2.1 segundos para la RT 143.

La cantidad de datos considerada para la estimación de los porcentajes de aceptación de cada valor particular de intervalo fue de 3429 de los cuales 929 fueron los aceptados. Los valores de intervalos aceptados para conductores locales son en general inferiores a los propuestos por el modelo NETSIM. Mientras que el modelo NETSIM propone que sólo un 20% de los conductores aceptan un intervalo menor a los 6 s, los resultados locales mostraron que ese porcentaje sube al 60%. Prácticamente el 50% de los conductores locales aceptan el máximo intervalo no aceptado propuesta por defecto por NETSIM, lo cual refleja la gran agresividad de los conductores locales frente a los de la realidad norteamericana.

Se consideraron en el análisis de la calibración de los valores de la Tarjeta 142 los intervalos aceptados medidos llevados a una distribución decimal en donde las

probabilidades de cada uno de los tipos de conductores es la misma y por lo tanto el decil correspondiente resultó en los valores que se muestran en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3. Modificaciones propuestas para la distribución de intervalos aceptados. RT 142

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Intervalo aceptado NETSIM	56	50	46	42	39	37	34	30	26	20
Intervalo aceptado propuesto	59	44	36	32	25	19	13	12	9	4

RT 142 Valor de la entrada uno 59, dos 44, tres 36, cuatro 32, cinco 25, seis 19, siete 13, ocho 12, nueve 9 y diez 4.

6.3.5. Familiaridad con el recorrido

En esta tarjeta se propone un porcentaje de conocimiento de los próximos dos movimientos que realizará el conductor. Presenta dos tipos de conductores y el presenta el conocimiento que tiene de sus próximos dos movimientos mediante un porcentaje. Los valores por defecto son del 20% y 80% de conocimiento. Según el tipo de movimiento que estamos estudiando de los relevamientos efectuado y observaciones realizadas puede decirse que los conductores conocen razonablemente el recorrido y son bastante asiduos usuarios por lo que este valor es razonable.

RT 153 no se incluye en los cambios.

6.3.6. Modificaciones de las tarjetas de entrada

Las modificaciones de los parámetros dados por defecto son:

- RT02: Entrada 08: Valor igual a 2
- RT02: Entrada 09: Valor igual a uno
- RT58: Entrada 02 Longitud de vehículo (no se modifica)
- RT58: Entrada 04 especifica porcentaje de determinado tipo de vehículo en la flota de vehículos (no se modifica)
- RT 142 Valor de la entrada uno 59, dos 44, tres 36, cuatro 32, cinco 25, seis 19, siete 13, ocho 12, nueve 9 y diez 4.
- RT 153 Valor de la entrada 2 100 (no se modifica)

7. VALIDACIÓN DE LOS PARÁMETROS CALIBRADOS

7.1. SELECCIÓN DEL ESCENARIO Y RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Para el caso de estudio se decidió la aplicación del modelo en la misma intersección mencionada en diferente día y horario (calle Cruz Roja Argentina y Nores Martínez) para lo cual se requiere también modelar el tránsito corriente arriba en las dos arterias y una serie de datos para correr y calibrar el modelo.

La intersección bajo estudio a modelar se muestra en la Figura 7.1. La calle Cruz Roja Argentina funciona como ya se mencionó como una arteria de doble sentido de circulación y un carril funcional por sentido y una pequeña bahía (carril) adicional que se puede utilizar para cruzar en etapas pero que no es usual debido al poco ancho de calzada que queda a los vehículos de misma pero que permite el almacenamiento de un vehículo.

Se realizaron las filmaciones en horas de la mañana totalizando una hora. De estas filmaciones se obtuvieron los datos tanto para correr el modelo como para calibrarlo. En la Figura 7.1 se grafican los movimientos existentes y se muestra un mapa de la zona.

Figura 7.1. Intersección simulada con NETSIM



7.2. SIMULACIÓN DE LA INTERSECCION ESTUDIADA

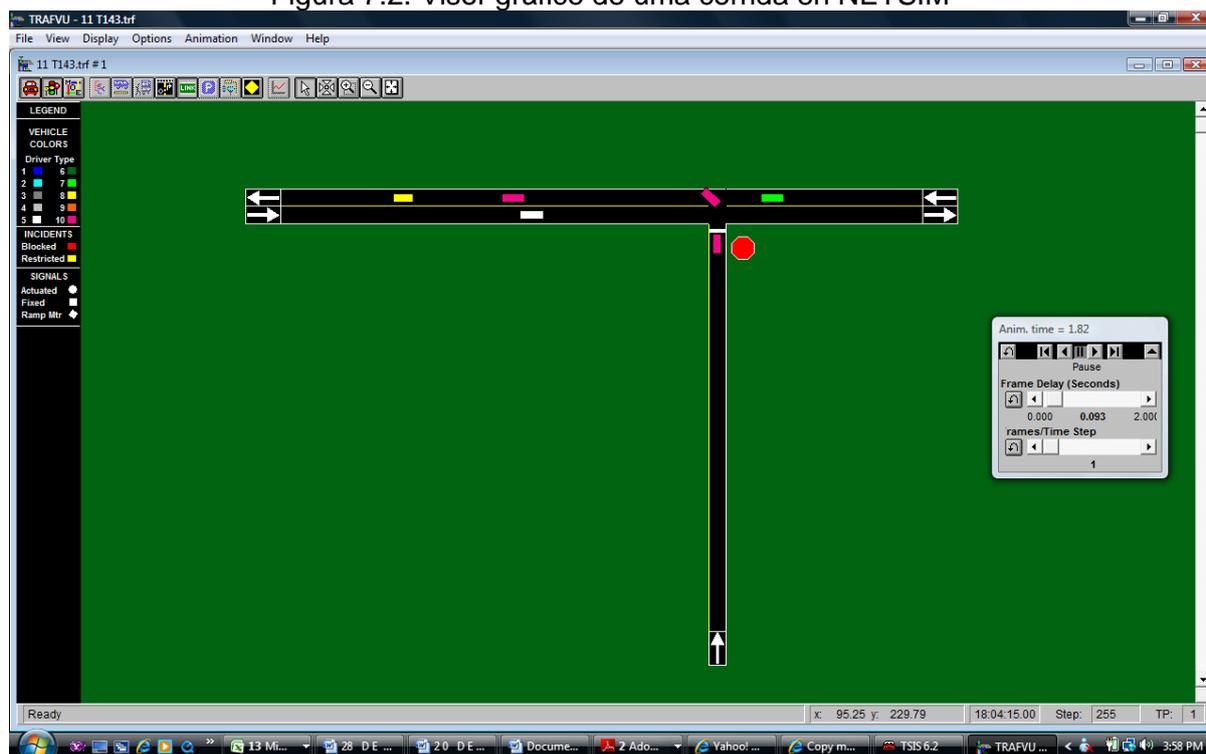
Para correr el modelo se obtuvieron los volúmenes de ingreso a cada uno de los arcos, con su correspondiente composición del tránsito. Las mediciones se realizaron por el período completo. Mediante análisis de fotografía aérea y con relevamientos de campaña se completaron los datos necesarios de la geometría referido a coordenadas de nodos y longitudes de arcos. Con los datos de geometría y volúmenes principalmente se modeló la intersección mediante arcos y nodos y se corrió el programa manteniendo los valores por defecto que el programa provee. Resulta conveniente visualizar la red a fin de observar inconsistencias en la misma.

Dado que la presencia de mediana física no se encuentra plasmada en el lugar en forma tan clara como se observa en otras intersecciones de la ciudad, es decir un área de almacenamiento perpendicular a la corriente principal y no paralela, es que se consideraron

en el análisis dos casos de geometría. Una de ellas considerando una mediana física y la otra sin dicha mediana.

La longitud mínima del arco que el modelo permite es de 15m, por lo que la podrían en ese caso almacenarse dos vehículos en la bahía, en contraposición con uno de la realidad. Igualmente se realizaron corridas de prueba a fin de determinar si las medidas de eficiencia correspondían a las medidas pero las mismas nunca lograron acercarse a los valores relevados con lo cual la geometría adoptada fue la de una intersección en T sin bahía central que ajustó mejor a las medidas de eficiencia que reporta el modelo.

Figura 7.2. Visor gráfico de una corrida en NETSIM



Otra de las variables consideradas es el tipo de señal. La intersección en estudio posee una señal de pare en el acceso a la secundaria y una señal de ceda el paso en la bahía. El modelo puede simular ambas situaciones además de una tercera situación considerándola sin control, es decir con paso continuo. Se probaron las tres alternativas. Utilizando la señal de pare con las modificaciones en los intervalos de aceptación los resultados fueron los mejores, excepto en el porcentaje de paradas que siempre resulta del 100% en el modelo mientras que en la realidad si los flujos conflictivos no son altos es inferior. La utilización del ceda el paso es una opción viable debido a la disminución en el tiempo de aceptación en 1.5 s. la opción de verde continuo en la secundaria no es representativa de la realidad. Los vehículos no reconocen la prioridad de los de la calle principal e ingresan causándoles demoras. Es de recordar que el porcentaje de paradas para el caso del Pare es del 100% con lo cual no se podría utilizar como medida de eficiencia en la calibración.

Se decidió probar la opción de pare disminuyendo los tiempos de aceptación por defecto disminuidos en 1.5 s a fin de verificar si era lo mismo que utilizar el ceda el paso.

Se realizaron corridas luego de observar las medidas de performance obtenidas de tasa de descarga del arco y longitud máxima de cola, longitud media de cola y demora y se compararon con las efectivamente medidas. Los resultados arrojaron valores totalmente superiores a los medidos en el campo. La cola de la secundaria no se disipo en ningún

momento y la tasa de descarga de la misma fue muy baja cuando se utilizaron los valores por defecto.

Se corrió el modelo utilizando entonces los resultados del estudio de los factores con respecto a intervalos aceptados (punto 6.3.2) según ya se explico utilizando la distribución decimal obtenida de los datos relevados en campo.

Los resultados obtenidos, mejoraron sensiblemente con las modificaciones, reflejando que la simulación representaba adecuadamente a la realidad por lo que el introducir los valores de intervalos aceptados relevados para modificar las entradas de la tarjeta 142 realmente hacia efecto sobre el comportamiento de los conductores ante una señal de pare o ceda el paso en la intersección no semaforizada analizada.

No se observaron modificaciones en los resultados de los cambio propuestos por la RT 153 referidos a la familiaridad del recorrido por lo que se dejaron los valores por defecto.

Una vez calibrado y debido a la naturaleza estocástica del modelo de simulación los resultados de corridas individuales pueden varian en un 25% (CORSIM User's Guide, 2010) y probablemente las diferencias sean aun mayores den el caso de estar cerca de la capacidad. Por lo tanto es imprescindible correr el modelo varias veces con diferentes semillas de números aleatorios para ganar en precisión a la hora de reflejar la eficiencia del modelo.

Se realizaron 100 corridas del modelo calibrado a fin de obtener de las mismas las medias de las medidas de eficiencia y sus correspondientes desviaciones estándar y coeficientes de variación. Los resultados muestran que las desviaciones respecto de la media son del orden del 40% para el caso de medidas de eficiencia relacionadas con las colas (máxima y media) y del orden del 16% en el caso de las demoras.

Las siguientes figuras muestran los valores obtenidos sobre el acceso desde la calle secundaria.

Se utilizo para el análisis de la capacidad con cruce en etapas para distinta distribución direccional el modelo descartado con la mediana sobre la principal que almacenaba dos vehículos en la bahía. Para ello se determinaron las tasas de descarga para distribución direccional 50/50 60/40 70/30 80/20 90/10.

7.3. ESTUDIOS PARAMÉTRICOS

Una vez calibrado el modelo se procedió a variar los parámetros fundamentales y encontrar relaciones y comportamientos de las medidas de eficiencia reportadas por el modelo. Se realizaron diferentes combinaciones de flujos conflictivos entre 100 vph y 1900 vph en incrementos de 100 vph; volúmenes de la secundaria entre 50 vph y 500 vph en incrementos de 50 vph. En la Tabla 7.1 se pueden observar los valores utilizados para el estudio paramétrico. En todos los casos se mantuvo la proporción observada en las mediciones respecto de la relación entre el flujo desde la izquierda y de la derecha de la calle principal de 40/60.

Para cada una de las combinaciones $10.19 = 190$ se realizaron cinco corridas del modelo con lo cual el número total de corridas resultó de 950.

Para cada una de las salidas que el modelo también reporta en hojas de cálculo se extrajeron 36 medidas de eficiencia que se reportan en la Tabla 7.2 para corroborar el funcionamiento y verificación de los casos considerados. De ellas se utilizaron las relacionadas con las colas, las demoras, los volúmenes en los arcos, las tasas de descarga con el objeto de observar su variación frente los cambios en los parámetros propuestos.

También se reportan algunas relativas al consumo de combustible y emisiones. De todas formas en el ANEXO D: ESTUDIOS PARAMÉTRICOS se presentan los datos utilizados para la confección de los gráficos de las Figuras 7.2 a 7.8.

Tabla 7.1. Combinaciones de volúmenes horarios y porcentaje de camiones consideradas para la modelación

Volumen de la secundaria (vph)	Volumen conflictivo (vph)
50	100
100	100
150	200
200	300
250	400
300	500
350	600
400	700
450	800
500	900
	1000
	1100
	1200
	1300
	1400
	1500
	1600
	1700
	1800
	1900

Primeramente consideraremos en caso de porcentaje de camiones nulo.

La tasa de descarga que reporta el modelo mide la cantidad de vehículos que salen de la línea de parada e ingresan a la intersección. Cuando los volúmenes conflictivos son bajos el volumen de ingreso al arco secundario coincide con la tasa de descarga pero a medida que el volumen conflictivo se hace mayor la cantidad de vehículos que pueden ingresar a la intersección desde la secundaria va disminuyendo en relación al volumen de ingreso al arco secundario, con lo cual se estaría determinando la máxima tasa de descarga posible para cada nivel de volumen conflictivo existente, es decir estaríamos determinando la capacidad.

Como ya se mencionó anteriormente, el modelo no reporta capacidades y estas deben obtenerse incrementando los volúmenes hasta determinar, en el cuello de botella que se forme, la cantidad máxima de vehículos que pueden pasar por él, por lo que las tasas de descarga en determinado momento indicarían valores de capacidad.

La Figura 7.2 presenta las curvas graficadas a partir de los datos extraídos de las salidas del modelo en relación a la tasa de descarga del arco que represente ingreso a la intersección por la calle secundaria. En ella se muestra como la tasa de flujo que se pretende que ingrese por el acceso secundario no logra hacerlo por la cantidad de flujo conflictivo que lo impide, midiendo entonces la cantidad máxima de vehículos que pueden ingresar desde la calle secundaria para diferentes flujos conflictivos. Cuando los volúmenes

de ingreso son bajos, entre 50 vph y 150 vph estos pueden ingresar a la intersección sin problemas hasta volúmenes de 1900 vph (uno de los límites de la experimentación controlada). Aproximadamente con 750 vph sobre la principal los 500 vph que desean ingresar desde la secundaria no pueden hacerlo.

Tabla 7.2. Medidas de eficiencia extraídas de las salidas del modelo para el análisis paramétrico

	Medidas de eficiencia
1	Distancia total recorrida
2	Viajes
3	Tiempo total de movimiento
4	Demora total de viaje
5	Tiempo total de viaje
6	Tiempo de movimiento por razon tiempo de viaje
7	Tiempo de viaje por distancia recorrida
8	Demora de recorrido por distancia recorrida
9	Tiempo de viaje por vehiculo
10	Demora de viaje por vehiculo
11	Demora de control por vehiculo
12	Demora en cola por vehiculo
13	Demora de parada por vehiculo
14	Porcentaje de paradas
15	Tasa de descarga por hora 104
16	Tasa de descarga por hora 103
17	Tasa de descarga por hora 102
18	Maxima longitud de cola
19	Longitud media de cola
20	Tiempo total de parade
21	Contenido promedio
22	Porcentaje de almacenamiento
23	Volumen arco 104
24	Volumen arco 103
25	Volumen arco 102
26	Velocidad media arco 104
27	Velocidad media arco 103
28	Velocidad media arco 102
29	Consumo de combustible mpg AP
30	Consumo de combustible mpg AP
31	Emisiones de HC (G/MILLA) AP
32	Emisiones de HC (G/MILLA) BP
33	Emisiones de CO (G/MILLA) AP
34	Emisiones de CO (G/MILLA) BP
35	Emisiones de NO (G/MILLA) AP
36	Emisiones de NO (G/MILLA) BP

La Figura 7.3 resume esos valores de tasa de descarga máxima para cada volumen conflictivo obteniendo así la capacidad del movimiento de giro a la izquierda desde la secundaria.

Figura 7.2. Variación de la tasa de descarga para flujos conflictivos crecientes

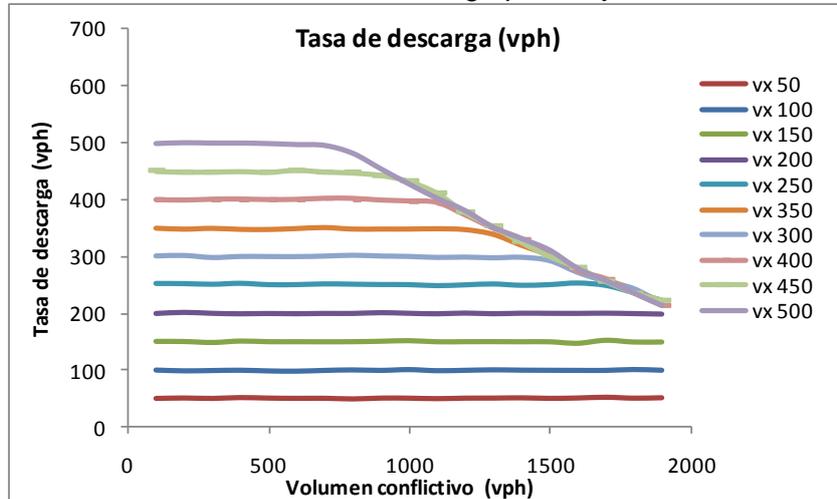
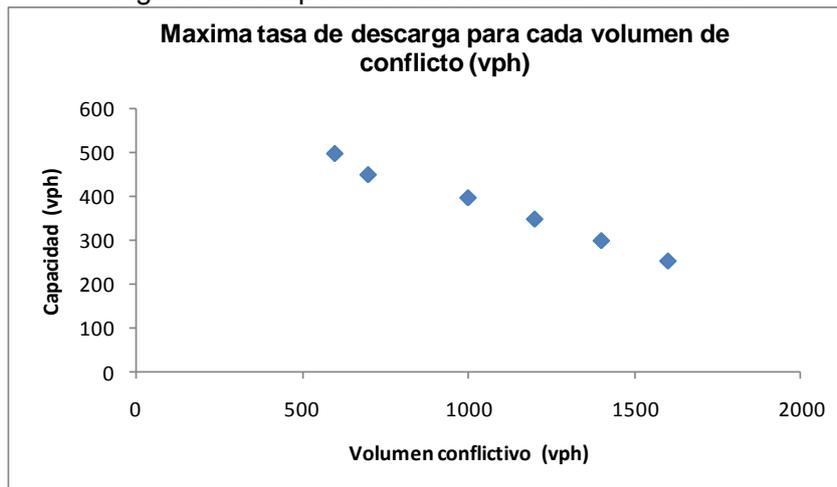


Figura 7.3. Capacidad vs volúmenes conflictivos

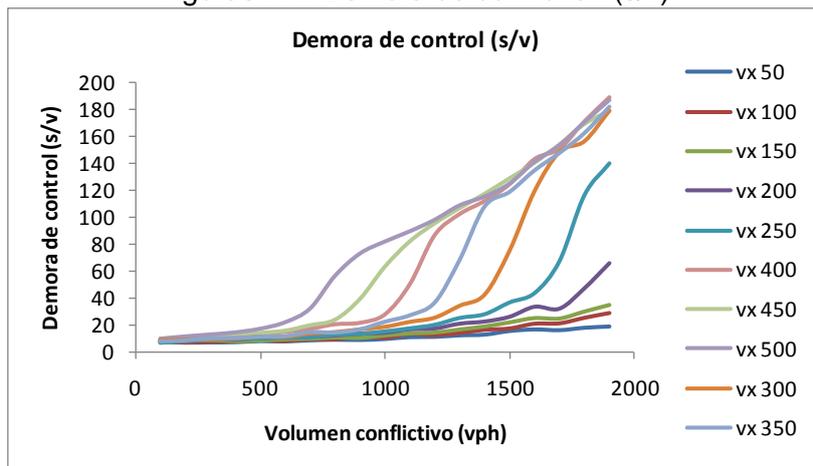


En la Figura 7.3 solo se reportan valores de capacidad entre 250vph y 500 vph. Las combinaciones seleccionadas en un comienzo de volúmenes conflictivos y del acceso secundario, no permitieron completar todo el rango de valores de tasas de descarga máxima, dado que los valores se correspondían con los volúmenes de ingreso al arco del acceso secundario.

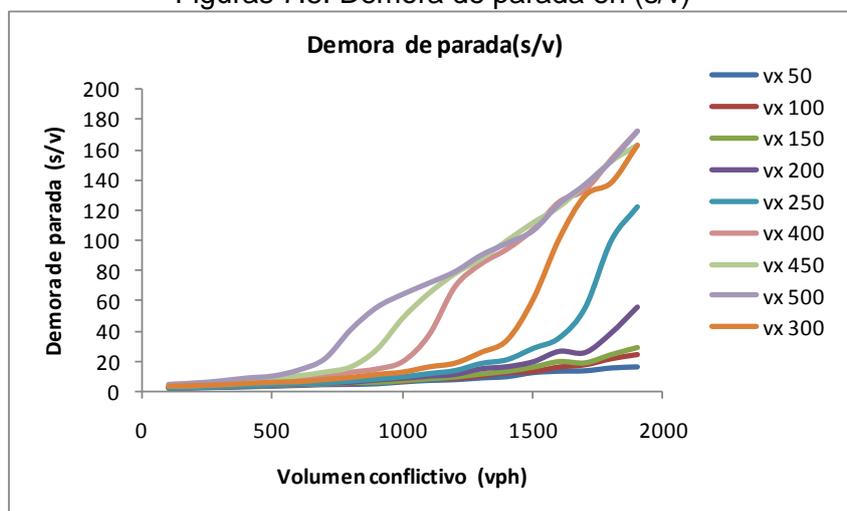
La tendencia de la curva indica una relación decreciente de la capacidad con el flujo conflictivo como era de esperar.

Las Figuras 7.4, 7.5 y 7.6 reportan las variaciones observadas en las demoras de control, por parada y en cola respectivamente para volúmenes conflictivos de la calle principal. Cada una de las curvas mostradas corresponde a un volumen de ingreso por el acceso secundario constante que fluctúa entre los 50vph y los 500vph.

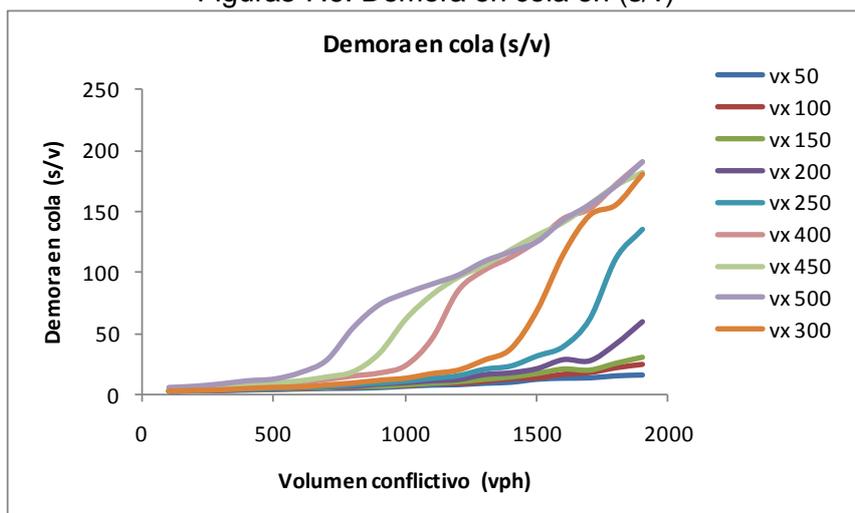
Figuras 7.4. Demora de control en (s/v)



Figuras 7.5. Demora de parada en (s/v)



Figuras 7.6. Demora en cola en (s/v)

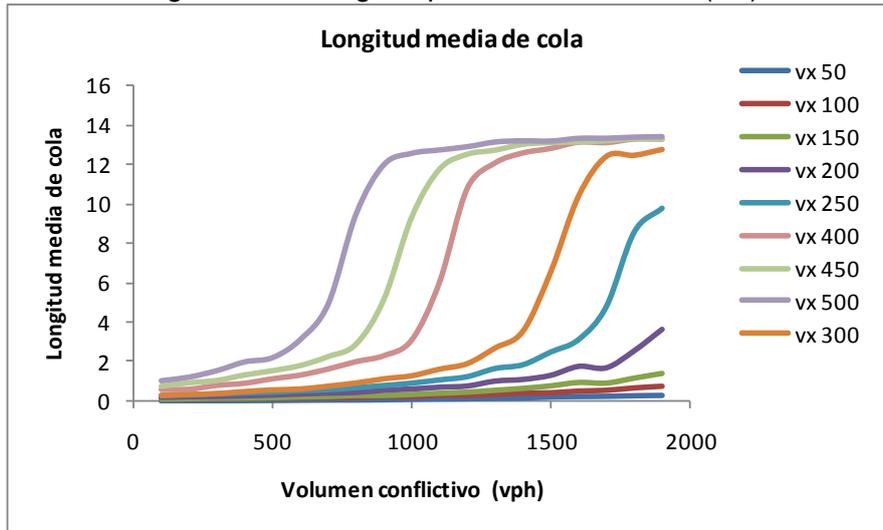


Se puede observar la tendencia general de incremento en las demoras a medida que los flujos conflictivos y de ingreso por el acceso secundario van aumentando. Los valores de

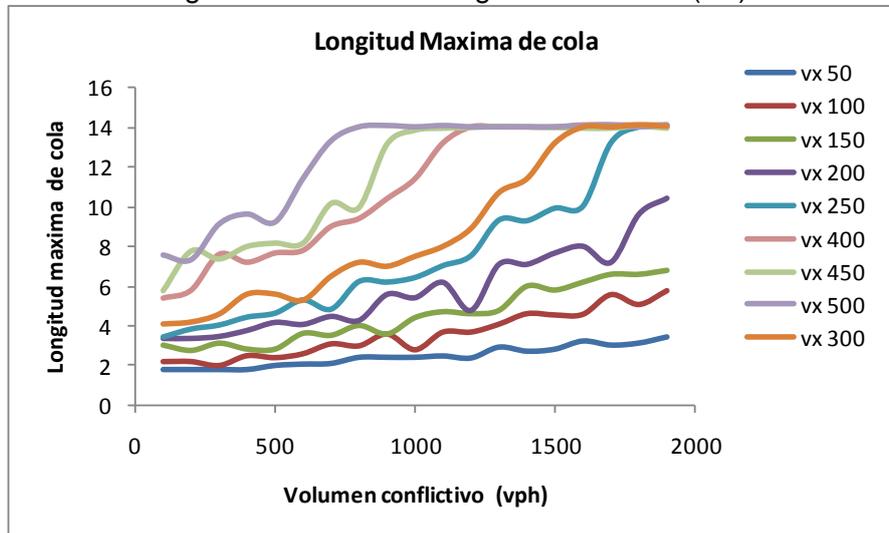
demora tienen un crecimiento suave hasta determinado valor del flujo conflictivo según el valor del flujo de ingreso desde la secundaria y después ascienden rápidamente.

En las figuras 7.7 y 7.8 se reportan las familias de curvas para distintos volúmenes de ingreso desde la secundaria de las variaciones en las longitudes promedio y máxima de colas respectivamente para distintos volúmenes conflictivos. Es de notar las fluctuaciones marcadas que se observan en la grafica de la máxima longitud de cola debido a las grandes fluctuaciones en la varianza.

Figuras 7.7. Longitud promedio de cola en (s/v)



Figuras 7.8. Máxima longitud de cola en (s/v)



La tendencia general de la curva, particularmente de la de la cola máxima, es la correcta. Las fluctuaciones marcadas pueden deberse a la poca cantidad de corridas efectuadas, cinco en total, por lo que las desviaciones porcentuales resultarían mayores.

Las curvas tanto de longitud promedio como de longitud máxima de cola tienden a un valor constante de 14 vehículos máximo. La existencia de un límite físico de almacenamiento de vehículos hace que este valor sea fijo. Si se hubiera utilizado una longitud de arco diez veces mayor por dar un ejemplo, las curvas ascenderían hasta un valor mayor.

7.4. CONSIDERACIONES FINALES

En cuanto a la calibración del modelo NETSIM:

Primeramente, resulta imprescindible la correcta toma de datos para que lo que se simule responda realmente a la situación existente que se pretende estudiar.

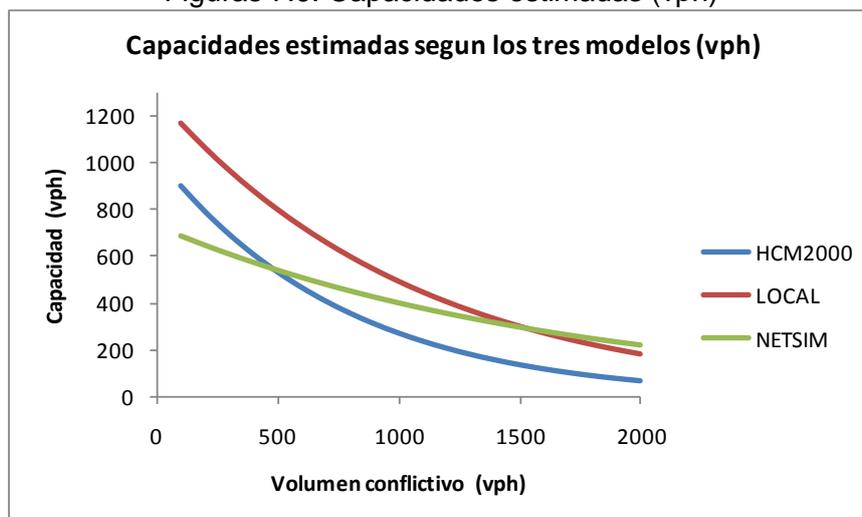
Si bien el tránsito local presenta características muy diferentes a muchos de los valores propuestos por defecto (con influencia considerable sobre los resultados), también el modelo permite adecuar los mismos para finalmente modelar razonablemente la situación analizada.

Los procesos de calibración realizados permiten afirmar que el análisis de cada caso particular resulta de mayor importancia que un ajuste de tipo general, pero se presenta un aporte útil de calibración local referido al comportamiento ante la aceptación de un intervalo de cruce desde una calle no prioritaria. El ajuste de las variables que se modifican con el comportamiento de los conductores resulta de mucha mayor importancia que el correspondiente a las que dependen de las características de performance de los vehículos.

Es sabido que los modelos, una vez que se encuentran razonablemente calibrados, permiten simular los impactos de diferentes alternativas de mejoras lo cual se estaría en posición de realizar. Por lo tanto la simulación de los impactos (demoras, paradas, consumo de combustible, contaminación ambiental) y su correspondiente evaluación, permiten seleccionar con un alto grado de confiabilidad las situaciones más problemáticas para gestionar la operación de manera más eficiente logrando una mejora en la circulación general.

Se realizó un primer relevamiento para definir los límites corridas e incrementos de los parámetros a modificar. Se realizó una experimentación controlada con valores de volúmenes conflictivos entre 100vph y 1900vph con incrementos de 100 en 100vph y de volumen de la secundaria entre 50vph y 500vph porcentaje de pesados entre 0% y 10%. De las mismas se obtuvieron curvas paramétricas que reflejan las variaciones en las medidas de eficiencia utilizadas por el modelo ante variaciones en los volúmenes de vehículos involucrados.

Figuras 7.9. Capacidades estimadas (vph)



Los resultados de esta experimentación permitieron obtener una relación entre la capacidad del acceso secundario para diferentes flujos conflictivos. Estos a su vez se compararon con los valores de capacidad obtenidos mediante el uso de los factores locales hallados (t_c y t_f) y los valores provistos por defecto en la metodología del HCM2000.

La curva derivada de las corridas no contempla capacidades para bajos flujos conflictivos, de allí la forma que presenta la misma, cruzando ambas curvas. También se grafican pares ordenados que corresponden a algunas mediciones de campo.

En cuanto a los resultados obtenidos

A partir de la familia de curvas de las demoras de control para los diferentes volúmenes conflictivos y de ingreso a la secundaria se pueden construir curvas de igual demora para las distintas combinaciones de volúmenes de conflicto y de ingreso a la secundaria. Por ejemplo basados en la gráfica de la Figura 7.10 si trazamos una horizontal a los 60 segundos y determinamos las coordenadas de los puntos de intersección de ésta con las diferentes curvas, que se muestran en la Tabla 7.3 y en la Figura 7.11, podríamos definir los límites de volúmenes en la intersección que toleran un minuto de demora

Figuras 7.10. Demora de control en (s/v)

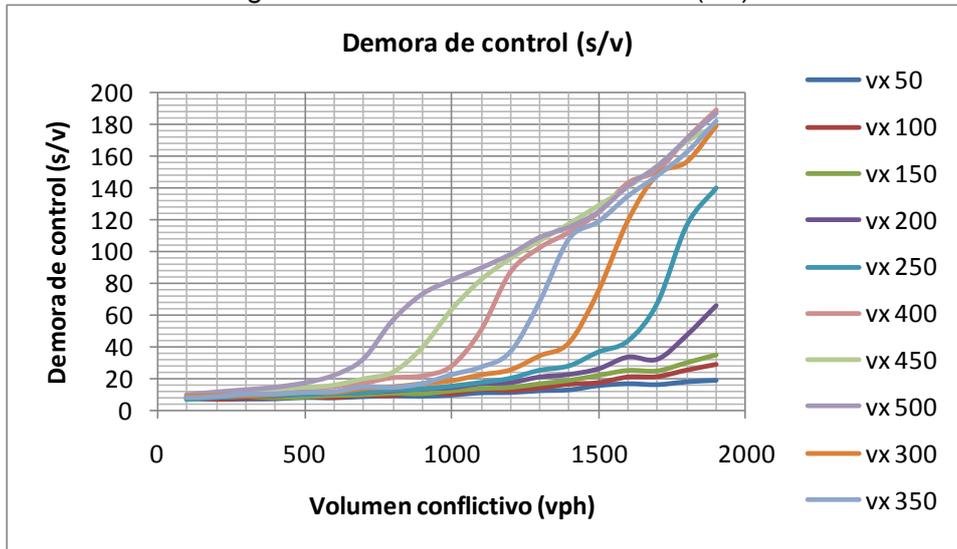
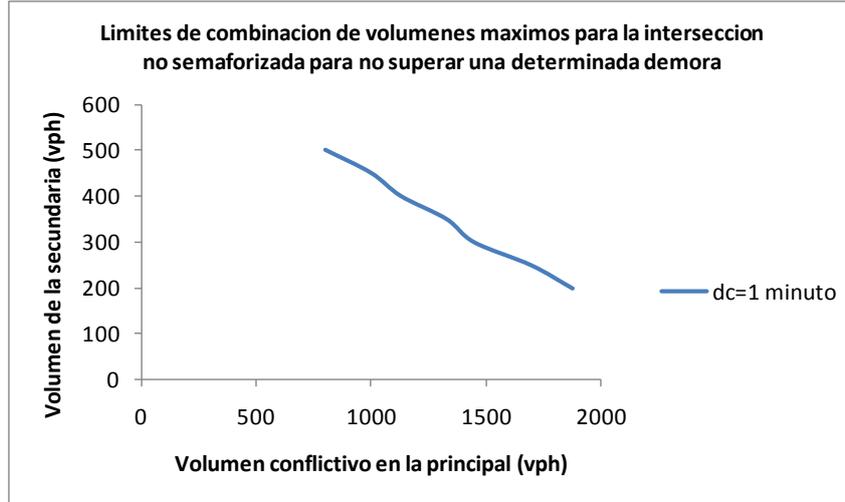


Tabla 7.3. Volúmenes en accesos para un minuto de demora de control

Volumen conflictivo (vph)	Volumen en la secundaria (vph)
800	500
1000	450
1130	400
1330	350
1450	300
1700	250
1880	200

Figuras 7.11. Volúmenes máximos tolerados para una demora de control de 60 s/v

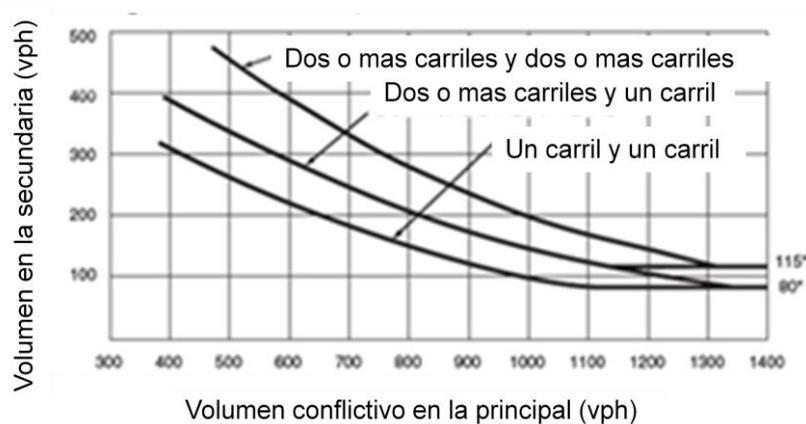


Esto permitiría definir límites de cambio a otra solución de la intersección en cuestión por la definición de tiempos de demora aceptables para los usuarios antes de intentar una maniobra que podría ser peligrosa.

Y más (further investigation)

El MUTCD 2007 presenta normas para la instalación de semáforos. La Figura 7.12 muestra los límites en los volúmenes establecido para la instalación de semáforos. Estos volúmenes deben mantenerse por un periodo de cuatro horas durante el día y si fueran superados se justificaría la instalación de semáforos. A tal fin y a manera de prueba piloto se realizaron video filmaciones a lo largo de un día durante cuatro periodos de aproximadamente media hora para ver si los volúmenes horarios se mantenían en los valores presentados en este trabajo.

Figura 7.12 Norma referida a la instalación de semáforos
Fuente MUTCD 2007



Entonces sabiendo que la cantidad de horas de flujos determinados se cumple se podría estar en condiciones de afirmar que las demoras en el acceso secundario son lo suficientemente altas como ara implementar una semaforización.

Tal demora si fuese también superior a la experimentada por la incorporación de un semáforo podría ser utilizada como criterio de decisión entre una y otra solución. Para ello se podría simular la intersección para las tasas de descarga máximas de la calle secundaria y volúmenes conflictivos correspondientes pero con un control semafórico, habiendo determinado los intervalos de verde mediante la metodología del HCM2000 correspondiente a intersecciones semaforizadas o determinar la demora de control directamente del HCM2000

Se utilizarían los parámetros de calibración para tiempo de percepción y reacción, intervalo de descarga encontrados en Galarraga et al.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se abordaron diferentes estudios.

Primeramente se definieron los parámetros relevantes en la operación de intersecciones no semaforizadas como son el intervalo crítico y de seguimiento en la determinación de la capacidad mediante el estudio de las referencias bibliográficas

Se jerarquizaron según su variación porcentual la importancia de factores de corrección a esos intervalos y posteriormente se estudiaron los más relevantes.

Se determinaron los valores de intervalos críticos y de seguimiento para giros a la izquierda desde la secundaria en intersecciones de tres ramas, es decir en T. Se utilizaron varios métodos: método de máxima verosimilitud, regresión lineal y método Asworth.

Se estimaron las capacidades según la metodología del HCM2000 para valores provistos por defecto y valores locales de intervalos.

Se estimaron las capacidades en campo.

Se calibró un modelo de simulación microscópico NETSIM

Se realizaron estudios paramétricos de las medidas de eficiencia reportadas por el modelo.

Finalmente de los estudios realizados se obtuvo una relación entre la capacidad de la vía secundaria para diferentes volúmenes de conflicto con las tres metodologías analizadas: HCM2000 por defecto, HCM2000 con modificaciones locales en los intervalos críticos y de seguimiento y obtención de la capacidad mediante simulaciones microscópicas con NETSIM.

Se presentó una somera introducción a lo que sería los límites de operación de la intersección y paso a otra solución como semaforizar la intersección.

Todos los resultados obtenidos permiten afirmar que los modelos utilizados en todo estudio deben ser ajustados a la realidad local para poder reflejar el verdadero comportamiento de los conductores, que es una de las variables clave en cualquier tipo de modelización donde interviene el ser humano.

Se dispone de un valor robusto de intervalo crítico y de seguimiento para el giro a la izquierda del acceso secundario en intersecciones en T.

Se dispone de la relación entre intervalo de seguimiento e intervalo crítico (0.6) lo cual permite de una medición directa del intervalo de seguimiento obtener el intervalo crítico en otras intersecciones.

Se dispone de un modelo determinístico calibrado y de uno estocástico también calibrado para la realidad local.

Se dispone de relaciones que vinculan la capacidad del giro a la izquierda con el volumen conflictivo para las condiciones locales.

Se dispone de límites para los volúmenes en los accesos que ocasionan una determinada demora en los conductores de la vía secundaria tolerables para no pasar a una intersección semaforizada.

Todo lo desarrollado en este trabajo puede extenderse a

Movimientos de giro a la derecha de la vía secundaria

Movimientos de cruce desde la secundaria

Movimientos de giro a la izquierda desde la principal

Todos los movimientos mencionados pero en una intersección en cruz.

Todo lo anterior pero en cruces de calles secundarias de más de dos carriles

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- BRILON, W.; KÖNIG, R.; TROUTBECK, R. (1997)-*Useful Estimation Procedures for Critical Gaps*.- Proceeding of Third Int. Symposium on Intersections Without Traffic Signals, Portland, Oregon, USA.
- BRILON, W.; THORSTEN, M. (2005) - *Capacity at Intersections without Traffic Signals* – TRB – ISSN 0361 1981 – pages 32-40.
- CAIMI M. (2007) - *Rotondas: Estimación del Intervalo Crítico y del Tiempo en seguimiento y su Aplicación en las Medias de Eficiencia*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención en Transporte. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.
- CAIMI M., GALARRAGA J. (2007) - *Estimación del tiempo de aceptación y del tiempo de seguimiento en rotondas de Uruguay* - XXIII Congreso de Ingeniería de Transporte
- CORSIM User's Guide (2010).
- GALARRAGA J., HERZ M., ALBRIEU, L., DEPIANTE V. (2001) - *El Manual de Capacidad 2000 y la estimación de capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas para condiciones argentinas* - XIII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, C1-180, Buenos Aires, Argentina.
- GALARRAGA J., HERZ M., DEPIANTE V., RUIZ JURI, N. (2002) - *Intervalos Críticos: Comportamiento de los Conductores y su Impacto en la Eficiencia y Seguridad de las Intersecciones no semaforizadas* - Congreso Provsegur 2002 – Provia Panamericano de Seguridad Vial. Buenos Aires. Argentina.
- GALARRAGA, J., ALGORRY, S., ALGORRY, A. (1990) - *Modelación de Performance de Camiones en Pendientes* - Instituto Superior de Ingeniería de Transporte (ISIT) - Universidad Nacional de Córdoba.
- GALARRAGA, J., BARSKY, F., (1991) - *Cálculo de Automóviles Equivalentes para Camiones en Pendientes Específicas* - Instituto Superior de Ingeniería de Transporte (ISIT) - Universidad Nacional de Córdoba.
- KITTELSON & ASSOCIATES INC. (2009) “*A Look Ahead to the 2010 HCM2000*– Pagina web <http://trc.ce.ufl.edu>. Transportation Research Center. University of Florida. Accedida en noviembre de 2010.
- KYTE, M.; TIAN, Z.; MIR, Z.; HAMEEDMANSOOR, Z.; KITTELSON, W.; VANDEHEY, M.; ROBINSON, B.; BRILON, W.; BONDZIO, L.; WU, N.; TROUTBECK, R. (1996) - *Capacity and Level of Service at Unsignalized Intersections - Final Report: Volume 1 – Two Way Stop-Controlled Intersections* - National Cooperative Highway Research Program 3-46.
- LUTTINEN, T. (2004) - *Capacity and Level of Service at Finnish Unsignalized Intersections* - Finnra Reports .
- LUTTINEN, T. (2006) - *Capacity and Level-of-Service Estimation in Finland – Fifth International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service* - Yokohama, Japan, 2006.
- MAY A.D. (1990) - *Traffic Flow Fundamentals* - Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- MC TRANS CENTER (2009) - *2010 HCM2000Update* - Newsletter Volume 40. pp3. University of Florida
- Mc TRANS CENTER (2010) – *TSIS CORSIM release 69999-2* - University of Florida.
- MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (2004) - *Advanced CORSIM Training Manual* - Final Corsim Manual 9-19-09.doc, SEH No. A-MNDOT0318.00, September 12, 2003, Updated May 27, 2004.
- RATROUT, N. T. AND RAHMAN MASIUR, S. (2009) - *A Comparative Analysis Of Currently Used Microscopic and Macroscopic Traffic Simulation Software*”, *The Arabian Journal for Science and Engineering*, Volume 34, Number 1, pp. 121–133
- SIEGLOCH, W. (1973), *Capacity calculations for Unsignalized Intersections*.
- THE EUROPEAN PHYSICAL JOURNAL B (2005) - *Study of traffic flow at an unsignalized T-shaped intersection by cellular automata model* - Q.-S. Wua, X.-B. Li, M.-B. Hu, and R. Jiang - School of Engineering Science, University of Science and Technology of

- China, Hefei,- Anhui 230026, P.R. China Eur. Phys. J. B 48, 265–269 . DOI: 10.1140/epjb/e2005-00398-5
- TIAN Z., TROUTBECK R., KYTE M., BRILON, W., VANDEHEY, M., KITTELSON, W., Y ROBINSON, B. (2001) - *A Further Investigation on Critical Gap and Follow-Up Time*.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD TRB (2000) - *Highway Capacity Manual 2000* - N.R.C. Washington, DC.
- TRB (2000). - *Highway Capacity Manual (HCM)* - Chapter 17-Unsignalized Intersections Special Report 209 - TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- TROUTBECK R. Y KAKO S. (1999) - Limited Priority merge at unsignalized intersections - TRB A 33 (1999) p 291-304
- TROUTBECK, R.; BRILON, W. (1996) - *Unsignalized Intersection Theory. Chapter 8* - Pagina de internet : <http://www.tfhrc.gov/its/tft/chap8.pdf>.
- WANG R., RUSKIN J. (2002) - *Modeling Traffic Flow at an Urban Unsignalized Intersection* - Computational Science — ICCS 2002 ISBN 978-3-540-43591-4 - pages 381- 390
- WEINERT, A. (1999) - *Estimation of Critical Gaps and Follow-Up Times at Rural Unsignalized Intersections in Germany* - Transportation Research Circular E-C018: 4th International Symposium on Highway Capacity- pages 409-421.
- Z.Z. TIAN, T. URBANIK II, R. ENGELBRECHT, AND K. BALKE - Variations in Capacity and Delay Estimates from Microscopic Traffic Simulation Models –Transportation Research Record, 1802(2002), pp. 23–31.
- ORICCHIO V. (2007) - Microscopic Simulation Model Of Traffic Operations At Intersections In Malfunction Flash MODE – Tesis. Instituto de Tecnologia de Georgia.
- BRILON, W, WU, N (2003) - Two-Stage Gap Acceptance: Some Clarifications - Transportation Research Record No. 1852, Traffic Flow Theory and Highway Capacity 2003. p. 26-31 - ISSN: 0361-1981
- BRILON, W, WU, N (2002) - *Unsignalized Intersections - A Third Method For Analysis* - Published In Taylor, A.P. (ed.): Transportation and Traffic Theory in the 21st Century, Proceedings of the 15th International Symposium on Transportation and Traffic Theory Pergamon, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford
- PRASETIJO J., (2007) - Development Of A New Method Of Capacity Analysis At Unsignalized Intersections Under Mixed Traffic Flow. (Preliminary Design For Indonesia-
Institute for Traffic Engineering - Ruhr-University Bochum
- BRILON, W, WU, N., KERSTIN L., (1996) - Capacity at Unsignalized Two-Stage Priority Intersections -Published Transportation Research Record 1555 - TRB, National Research Board, Washington, D.C.
- WENQUAN LI, WEI WANG, DAZHI JIANG (2007) - *Unsignalized Intersection Capacity with Mixed Vehicle Flows* - (Transportation College Southeast University, the People.s Republic of China) Dos tipod e modelos lineal y estocast
- KYTE, M.,CLEMOW C., MAHFOOD, N., LALL B. ,KHISTY, C. (1992) - Capacity and Characteristics of Two-Way Stop Controlled Intersections - Transportation Research Record 1320, TRB ,Washington, D.C.

ANEXO A

DEDUCCION DE LA FORMULACIÓN DE LA CAPACIDAD TOTAL EN UN CRUCE EN ETAPAS

Dada una intersección que presenta mediana central con espacio suficiente para almacenar “m” vehículos, y llamando al cruce de la primera corriente vehicular Parte I de la intersección y análogamente al cruce de la segunda corriente vehicular Parte II y considerando en este análisis que existe una cola continua en el acceso secundario; que se analiza el movimiento de cruce de frente, sin giros, sobre la principal y que se considera a la bahía central como un área de almacenamiento cerrada que se encuentra regida por una cola de ingreso y egreso de la misma, se obtiene la capacidad total de la intersección mediante el siguiente análisis:

En todo este proceso pueden distinguirse cuatro estados. Se analizan cada uno de los cuatro estados y los aportes que cada uno de ellos hace a la capacidad de la Parte I o de la Parte II.

Llamamos w_i a la probabilidad de tener una cola de i vehículos en la bahía o mediana central. Es decir que w_0 indicaría una cola vacía y w_m que todos los lugares están ocupados, es decir está llena. La probabilidad w_i para todas las posibles longitudes de colas de orden “i” deben sumar uno.

Estado I: Corresponde a la primera parte (Parte I) de la intersección. Decide sobre el ingreso a la bahía. Es decir la capacidad está definida por el volumen conflictivo de la primera corriente vehicular y la probabilidad de este estado sería $(1-w_m)$ la probabilidad de que la bahía no esté llena. Entonces la contribución a la capacidad de la Parte I del Estado I para el movimiento cruce de frente es el producto de esta probabilidad por la capacidad de la Parte I

$$c_{I,1} = (1 - w_m) c_I$$

En este estado los vehículos del movimiento pueden entrar en la bahía.

Estado II: Bahía llena, es decir “m” vehículos en cola. Los vehículos no pueden ingresar a la bahía. Sin embargo si existe un intervalo suficientemente grande y simultáneo en las Partes I y II de la intersección, un vehículo podría hacer un cruce directo y por lo tanto de la bahía egresaría uno e ingresaría uno también. La contribución a la capacidad de la Parte I de este estado sería el producto de la probabilidad de que la bahía este llena por la capacidad de la intersección simple, es decir considerándola sin mediana central y cruce directo.

Los estados I y II son mutuamente excluyentes por lo tanto la capacidad de la Parte I es el ingreso máximo total de la bahía. Acá debe introducirse también un volumen q_1 o v_L de giro a la izquierda de la principal de la primera parte de la intersección adicionándolo a las capacidades parciales.

Así el ingreso máximo total a la bahía es : c_I

$$INGRESO = c_{I,1} + c_{I,2} + (1 - w_m) q_1$$

Estado III: Salida del área de la bahía. Ahora nos concentramos en la Parte II. Para $i > 0$ (vehículos almacenados en la bahía) la capacidad (máximo egreso de la bahía) de la Parte II es la capacidad para el volumen conflictivo que viene desde la derecha (q_5) y la probabilidad de este estado es $(1-w_0)$.

Así la contribución del Estado III a la capacidad de la Parte II es el producto de la probabilidad de que la bahía no esté vacía por la capacidad de la Parte II (para volumen q_5)

$$c_{II,3} = (1 - w_o) c_{II}$$

Estado IV: Para la bahía vacía ($i=0$) ningún vehículo puede partir de la misma aún si el volumen q_5 lo permitiera. Sí puede existir un cruce directo del movimiento 8 y la contribución del estado IV a la capacidad de la Parte II será el producto de la probabilidad de que la bahía este vacía por la capacidad de la intersección considerando la ausencia de mediana. También deben ser considerados el volumen de los vehículos que giran a la izquierda desde la principal.

La intensidad q_1 debería ser inferior a la de la Parte II. De no ser así la intersección se encontraría sobresaturada y debido a ese estado no estacionario no se podría derivar ninguna solución.

Los estado III y IV son mutuamente excluyentes, por lo tanto el máximo egreso total de la bahía será

$$EGRESO = c_{II,3} + c_{II,4} + c_{II,4,q_1}$$

Durante el tiempo en que la intersección está operando en capacidad, por continuidad, el máximo ingreso y egreso de la bahía debe ser el mismo.

La capacidad total C_T para el movimiento 8 de la calle secundaria, considerando la intersección en su conjunto, será idéntica a los dos miembros de la ecuación menos el volumen q_1 .

De la igualdad de INGRESO Y EGRESO se puede obtener la w_o poniendo las restantes probabilidades en función de ésta.

Deben hacerse suposiciones o asumir simplificaciones como condiciones.

Sean q_2 y q_5 constantes a lo largo del tiempo. Entonces las capacidades para esos volúmenes conflictivos son constantes a lo largo del tiempo. Dividimos la escala continua de tiempo en intervalos de duración t_f .

Sean:

a: la probabilidad de que un vehículo ingrese a la bahía desde la Parte I de la intersección durante un intervalo de tiempo de duración t_f , y

b: la probabilidad de que un vehículo pueda pasar la Parte II de la intersección durante un intervalo de tiempo de duración t_f

a y b son variables que se introducen sólo a los efectos de las siguientes deducciones.

Tanto a como b se utilizan para considerar el caso ficticio en que la Parte I y la Parte II fueran intersecciones independientes. El valor de t_f tanto para la Parte I y Parte II debería ser de similar duración para esta deducción.

Ahora trataremos el proceso del número de vehículos en la bahía como un proceso estadístico con propiedades de Markov donde $w_i(t)$ y $w_m(t)$.

Debido al supuesto del estado estacionario las probabilidades no dependen del tiempo y forman un sistema de ecuaciones de m ecuaciones

Llamando $A = a-ab$ y $B = b-ab$ se obtiene que $w_{i-1} = A/B w_i$. La secuencia de probabilidades, por tanto está formando una serie geométrica donde cada término subsiguiente es el resultado del anterior multiplicado por el factor A/B . Llamando $y = A/B = (a-ba)/(b-ab)$ es decir $w_i = y^i \cdot w_0$

La suma de todas las probabilidades es uno y por lo tanto despejando w_0 se tiene que

$$w_0 = \frac{1}{\sum_{i=1}^m y^i}$$

cuyo denominador es la suma de una serie geométrica finita que es

$$\frac{y^{m+1} - 1}{y - 1}$$

Así se obtiene w_0 y w_m que se reemplaza en las ecuaciones anteriormente obtenidas de la igualdad $\text{INGRESO} = \text{EGRESO}$ donde las capacidades son conocidas o calculables mientras que la variable y debe obtenerse de la ecuación

$$y = \frac{C_I - C_{m,x}}{C_{II} - q_1 - C_{m,x}}$$

la cual nos permite obtener la capacidad total C_T para el movimiento 8 (pasante de la secundaria) que es el que estamos analizando. Las capacidades involucradas pueden obtenerse de la ecuación de capacidad potencial dada en el mismo capítulo del HCM2000o por otra.