

# 10º CONGRESO DE LA VIALIDAD URUGUAYA

Presentación de Trabajo Técnico

## ***“AVANCES SOBRE CALIBRACIÓN DEL HCM 2010 A CONDICIONES ARGENTINAS”***

*Tema 3: Tránsito y Transporte*

*Jorge José GALARRAGA y Marcelo HERZ*

*Maestría en Transporte – FCEF y N – Universidad Nacional de Córdoba*

*Dirección: Av. Vélez Sarsfield 1611. X5016GCA. Córdoba. Argentina.*

[jorgala@efn.uncor.edu](mailto:jorgala@efn.uncor.edu) ; [mherz@efn.uncor.edu](mailto:mherz@efn.uncor.edu)

## RESUMEN

El Manual de Capacidad de Estados Unidos de Norte América, Highway Capacity Manual (HCM), en sus sucesivas versiones, ha sido tradicionalmente empleado en Argentina para estimar capacidad y nivel de servicio en diferentes tipos de infraestructuras viales.

La última versión del HCM, correspondiente al año 2010, en el volumen de Conceptos, Capítulo Uno de Guía del Usuario, presenta un apartado sobre el Uso Internacional, en el cual advierte a los usuarios sobre la importancia de calibrar los procedimientos a las condiciones locales, ya que pueden presentarse importantes diferencias en el comportamiento de los conductores, en la composición del tránsito y en las medidas de control.

Un grupo de trabajo de la Maestría en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Transporte, de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, viene trabajando desde hace más de 10 años en la adecuación de metodologías del HCM para distintos casos.

Se han empleado mediciones de campo y modelos de simulación de tránsito adecuadamente calibrados, para ajustar algunos procedimientos y coeficientes propuestos en el HCM 2010 a las condiciones argentinas.

Se analizan dos facilidades correspondientes a tránsito ininterrumpido: a) Tramos básicos de autopistas y b) Carreteras de dos carriles indivisos; y tres facilidades correspondientes a tránsito interrumpido: a) Intersecciones Semaforzadas, b) Intersecciones no semaforizadas con dos señales de pare y c) Rotondas.

En cada caso se detallan brevemente los estudios realizados y las recomendaciones más importantes para ser aplicadas.

Para los casos de flujo ininterrumpido las relaciones básicas del flujo de tránsito (flujo - velocidad - densidad) resultan clave para la estimación de los niveles de servicio. Tanto para tramos básicos de autopista como para carreteras de dos carriles indivisos se proponen nuevas curvas velocidad - flujo. En carreteras de dos carriles se trata además el tema de carril adicional de sobrepaso.

Para las intersecciones semaforizadas el flujo de saturación resulta clave para estimar la oferta de la intersección. Se proponen cambios en algunos de los coeficientes de ajuste más influyentes como el de equivalente de vehículos pesados y por paradas de ómnibus.

Para los casos de Intersecciones no semaforizadas y rotondas los intervalos de aceptación y seguimiento definen la capacidad y las demoras, que a su vez son empleadas para cuantificar los niveles de servicio. Se proponen valores locales para diferentes tipos de movimientos.

El presente trabajo tiene por objeto reportar los avances alcanzados hasta el momento e identificar las prioridades futuras. Se concluye que las características locales, sobre todo el comportamiento de los conductores, influyen de manera importante a las medidas de eficiencia.

## **1.- INTRODUCCIÓN**

El Manual de Capacidad de Carreteras de Estados Unidos de Norteamérica, desde su primera versión en 1950 hasta la última actualización en 2010 (TRB, 2010), ha desarrollado detalladas metodologías para estimar capacidad y nivel de servicio en diferentes tipos de infraestructuras viales. Las mismas se basan en datos empíricos y modelos de simulación de tránsito que responden a las características locales de conductores, vehículos y control.

Las condiciones del tránsito en Argentina difieren apreciablemente de las correspondientes a Estados Unidos de Norte América, como consecuencia es de esperar que algunos de los parámetros empleados en los cálculos puedan ser también diferentes, afectando la estimación de las medidas de eficiencia y eventualmente también la capacidad.

Un grupo de trabajo de la Maestría en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Transporte, de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, viene trabajando desde hace más de 10 años en la adecuación de metodologías del HCM a las condiciones argentinas, para algunos casos.

Conceptualmente la metodología general empleada ha sido siempre la misma. Respetando el procedimiento estipulado en el HCM, efectuar mediciones en campo de parámetros clave y de las medidas de eficiencia, luego emplear modelos de simulación previamente calibrados a las condiciones locales para extender el rango de las mediciones efectuadas y finalmente identificar los parámetros a modificar para reproducir más adecuadamente la situación existente.

Se han analizado dos infraestructuras de tránsito ininterrumpido: tramos básicos de autopistas y carreteras de dos carriles indivisos y tres infraestructuras de tránsito interrumpido: intersecciones semaforizadas, intersecciones no semaforizadas con dos señales de pare y rotondas.

El presente trabajo pretende resumir, en cada caso estudiado, las principales conclusiones obtenidas hasta el presente y además identificar las prioridades futuras.

## **2.- FLUJO ININTERRUMPIDO**

En las infraestructuras de flujo ininterrumpido los principios básicos de ingeniería de tránsito referidos a las relaciones velocidad – flujo – densidad, resultan claves en las metodologías propuestas en el HCM. Más allá del parámetro adoptado para definir el nivel de servicio (densidad en autopistas y multicarriles y velocidad media de viaje en dos carriles) la variación de la velocidad con el aumento de la intensidad de tránsito interviene de manera directa en los cálculos.

### **2.1.- Tramos básicos de autopistas**

En su Capítulo 11, el HCM 2010 caracteriza el nivel de servicio de un tramo básico de autopista en función de la densidad ( $D$ ) en términos de automóviles equivalentes por kilómetro por carril. La metodología calcula dicha densidad en base a la relación entre el flujo de automóviles equivalentes por carril por hora ( $Q_e$ ) y la velocidad media de viaje en millas (o kilómetros) por hora ( $VMV$ ). Para cada velocidad de flujo libre ( $VFL$ ), el HCM asume un determinado comportamiento de las  $VMV$  con el  $Q_e$ , de manera tal que para una demanda de tránsito determinada ( $Q_e$ ) se puede calcular la  $VMV$  y, en consecuencia  $D$  como la relación entre ambos valores.

La Figura Nº 1 muestra la relación propuesta. En la misma pueden advertirse cinco diferentes  $VFL$  y las ecuaciones para estimar la  $VMV$  en cada caso. Se muestran también los puntos de quiebre (donde la relación deja de ser horizontal), los mismos varían entre 1800 (para  $VFL = 55$  mi/h) y 1000

(para VFL = 75 mi/h) autos equivalentes por hora por carril. Puede advertirse entonces que el HCM considera que la VMV se mantiene constante para grandes variaciones de Qe.

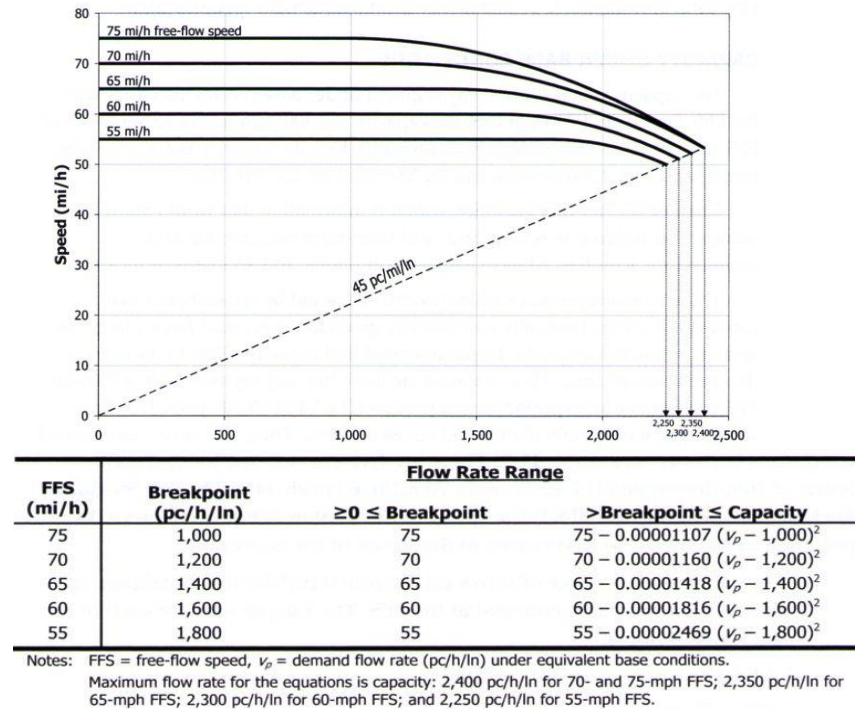


Figura Nº 1: Relación velocidad - flujo propuesta por el HCM 2010.

El estudio local fue llevado a cabo en la autopista Córdoba – Carlos Paz, suburbana, de topografía ondulada y de dos carriles por dirección (Baruzzi, 2006). VFL y VMV fueron medidas en campo empleando la técnica del vehículo flotante. Con información de las cabinas de peaje y mediciones de campo adicionales se estimaron el flujo y la composición del tránsito. Con estos datos se calcularon las correspondientes densidades y niveles de servicio. Dado que la mayoría de los datos correspondían a flujos mixtos menores de 2000 vehículos por hora por dirección, se empleó el modelo de simulación FRESIM para obtener datos para flujos mayores (Baruzzi et al, 2008).

En lo referente a curvas velocidad - flujo se disponía entonces de datos que permitían vincular VMV con Qe para cada una de las VFL. Se procedió a calcular la regresión lineal de las velocidades medias de viaje (VMV - medidas y simuladas para las condiciones locales) con el flujo equivalente (Qe), obteniéndose los valores consignados en la Tabla Nº 1.

VFL	Parámetro	Valor	t	P Value	R <sup>2</sup>
90	Constante	93,09	103,1	0,0001	0,96
	Coef. Qe	-0,0057	-8,08	0,015	
95	Constante	97,59	130,71	0,0001	0,98
	Coef. Qe	-0,0072	-12,61	0,0062	
100	Constante	100,4	431,4	<0,0001	1
	Coef. Qe	-0,0064	-37,35	0,0007	
105	Constante	103,54	219,44	<0,0001	0,99
	Coef. Qe	-0,007	-20,44	0,0024	
110	Constante	107,36	246,57	0,0026	0,99
	Coef. Qe	-0,0059	-16,07	0,0396	

Tabla Nº 1: Ecuaciones de regresión y estadísticos para condiciones locales

Corresponde consignar que la hipótesis que los coeficientes puedan ser iguales a cero puede ser rechazada con muy alto grado de significación. Considerando los resultados obtenidos, adoptando un coeficiente promedio para  $Q_e$ , la ecuación (1) es propuesta para las condiciones locales:

$$VMV = VFL - 0,0064 Q_e. \quad (1)$$

En el año 2011 se repitieron las mediciones de VFL y VMV en cada uno de los tramos. Los resultados obtenidos permitieron verificar la no existencia de diferencias significativas entre los promedios de las VFL y VMV correspondientes a las mediciones anteriores y las nuevas (Baruzzi et al 2013).

Para la autopista estudiada, se advierte que las curvas de VMV se despegan del tramo horizontal de su VFL, para valores de  $Q_e$  mucho menores a los estipulados por el HCM 2010. La Figura N° 2 muestra la comparación entre las curvas velocidad - flujo propuestas por el HCM 2010 (HCM) y las locales (LOC), para flujos entre 300 y 2000 automóviles por carril por hora. Se han graficado tres curvas del HCM 2010, las correspondientes a VFL de 112 Km/H (70 mph), 104 Km/h (65 mph) y 96 Km/h (60 mph) y también tres curvas locales, las correspondientes a 110 Km/h, 105 Km/h y 100 Km/h.

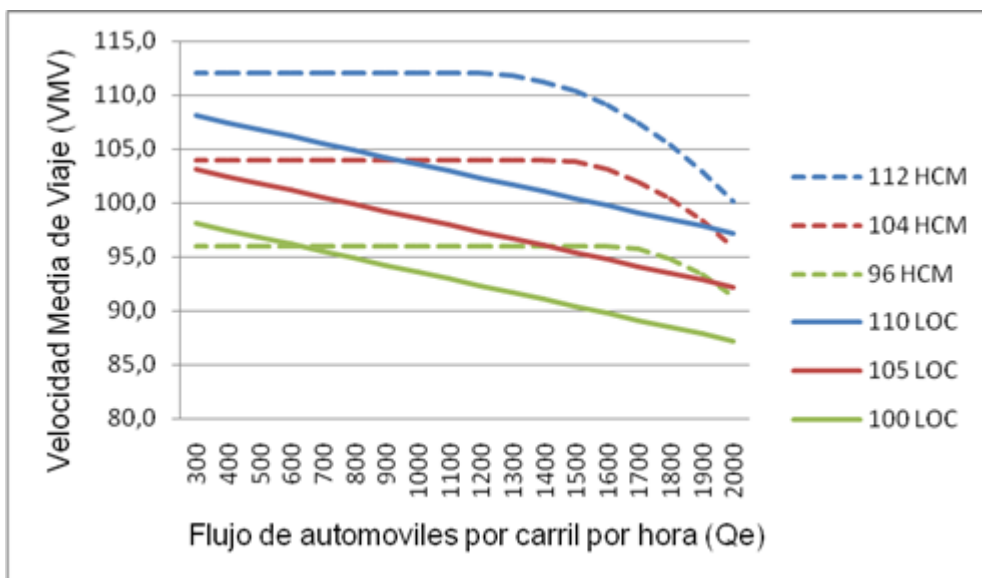


Figura N° 2: Comparación de Curvas velocidad – flujo en tramos básicos de autopistas.

## 2.2.- Carreteras de dos carriles indivisos

En su Capítulo 15 el HCM 2010 presenta el análisis de carreteras de dos carriles, donde la determinación de la VMV resulta necesaria para estimar el nivel de servicio. La Velocidad Media de Viaje direccional (VMVd) se calcula de acuerdo a la ecuación (2)

$$VMVd = VFL - 0,00776 (Q_d + Q_o) - fnp \quad (2)$$

Siendo  $Q_d$  y  $Q_o$  los flujos de autos equivalentes en la dirección en análisis y en la opuesta, y  $fnp$  el factor de ajuste por el porcentaje de zonas de no sobrepaso en la dirección en estudio. En todos los casos las equivalencias deben ser obtenidas en función de la VMV. En la ecuación (2) la VMV y la VFL están expresadas en millas por hora. Para el caso de asumir la no necesidad de corrección para 0% de zonas de no sobrepaso (visibilidad de paso permanente) y expresando las velocidades en kilómetros por hora la expresión quedaría de acuerdo a la ecuación (3)

$$VMVd = VFL - 0,0125 (Q_d + Q_o) \quad (3)$$

### 2.2.1.- Relaciones velocidad-flujo

En el estudio local se realizaron relevamientos en tres carreteras en tramos entre 5 y 9 km de longitud ubicados en la Provincia de Córdoba. Se optó por esta localización por tratarse de rutas en entorno rural con valores altos de TMDA con características particulares de tránsito y topografía. Se relevó toda la información necesaria de tránsito y geometría de la vía para poder analizar la operación de los tramos de carretera tanto con la metodología del manual de capacidad como para la carga de información del modelo de simulación a aplicar. Para el relevamiento de tránsito, además de conteos manuales se utilizó un contador y clasificador portátil. Un mayor detalle de mediciones realizadas y resultados se puede consultar en Maldonado (2010). Par extender el rango de condiciones estudiadas, luego estudiar alternativas, se optó por utilizar la versión 6.2 del programa de simulación TSIS – CORSIM que incorpora la posibilidad de modelar carreteras bidireccionales (McTrans, 2010).

El modelo de simulación calibrado se aplicó para el análisis de relaciones fundamentales velocidad-flujo y para determinar medidas de desempeño representativas del flujo en carreteras locales, sin restricciones de visibilidad de sobrepaso. El análisis de las relaciones fundamentales de operación y de los factores de ajuste para determinar la demanda de tránsito equivalente se realizó con procedimientos similares a los empleados en los estudios de base para definir la metodología del Manual HCM (Harwood et al, 1999)

El análisis surge de analizar los resultados de distintas combinaciones de flujos de tránsito de vehículos livianos (entre 100 y 1700 veh/h direccionales y opuestos) y velocidades de flujo libre (90, 100 y 110 km/h). Se realizaron cinco (5) corridas del modelo con lo cual el número total resultó de 10 x 10 x 3 x 5, es decir 1500 corridas, de donde se obtuvieron resultados como los mostrados en la Figura Nº 3 para el caso de velocidad de flujo libre de 110 km/h en donde se presenta la comparativa con los valores que corresponden con la aplicación directa de la metodología del HCM. De la observación de la misma surge que los resultados obtenidos con la aplicación del modelo muestran rangos menores, lo que implicaría una menor influencia del tránsito opuesto en la determinación de la velocidad media de viaje en la dirección analizada.

Otra diferencia observada al comparar gráficos para distintas velocidades de flujo libre es que las pendientes de las rectas obtenidas con la aplicación del HCM se mantienen constantes más allá de la velocidad de flujo libre que se considere. Esto a priori puede no resultar del todo cierto ya que es de suponer que para altos flujos de tránsito la velocidad de circulación se encuentra más condicionada por la alta interferencia de los vehículos y ya no debería estar tan influenciada por la velocidad de flujo libre de la ruta.

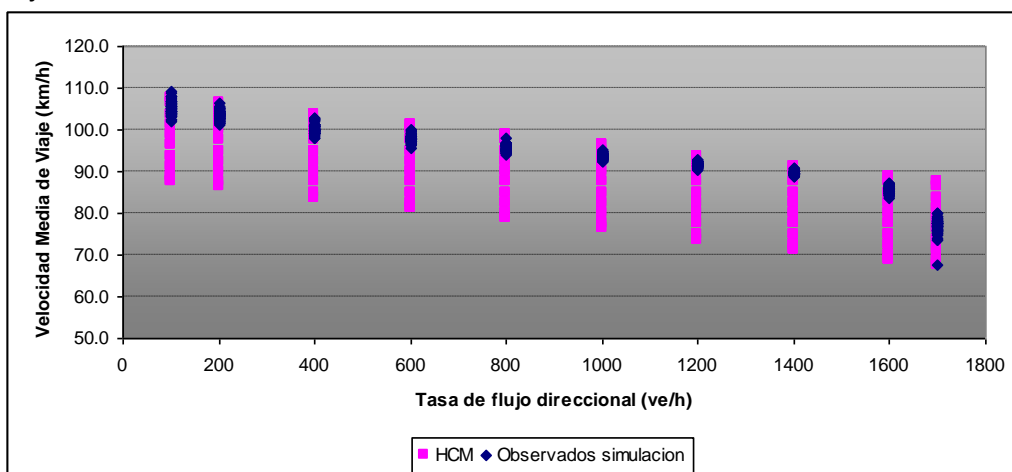


Figura Nº 3. Relación Velocidad – Flujo direccional obtenida para FFS =110 km/h

A partir de los resultados obtenidos de la simulación, el paso siguiente consistió en la obtención mediante análisis de regresión de una función que represente la relación entre flujo y velocidad. El modelo que presentó mejor ajuste fue uno de tipo lineal con dos variables independientes (flujo direccional y opuesto) que corresponde a la forma de la ecuación (4) (Maldonado et al, 2011).

$$VMVd = VFL + b Qd + c Qo \quad (4)$$

Las ecuaciones (5), (6) y (7) muestran los resultados obtenidos para diferentes entornos de velocidades de flujo libre:

Para VFL mayor o igual a 105 km/h

$$VMVd = VFL - 0,016 Qd - 0,002 Qo \quad (5)$$

Para FFS entre 95 y 105 km/h

$$VMVd = VFL - 0,013 Qd - 0,002 Qo \quad (6)$$

Para FFS menor a 95 km/h

$$VMVd = VFL - 0,011 Qd - 0,002 Qo \quad (7)$$

Para un mismo flujo total, corresponde consignar que las VMV obtenidas por dirección con las ecuaciones locales propuestas, resultan diferentes según la distribución direccional. En cambio de acuerdo a la expresión del HCM, ecuación (3), las VMV en ambas direcciones son iguales, independientemente de la distribución direccional.

### 2.2.2.- Efecto de carriles de sobrepaso

Los carriles de sobrepaso constituyen una forma costo-efectiva de disminuir la formación de colas cuando muchos vehículos son forzados a la velocidad de un vehículo lento por falta de disponibilidad de intervalos de paso, debido a la intensidad del tránsito opuesto o por limitaciones de visibilidad de sobrepaso. También en el Capítulo 15 del HCM 2010 se establece un procedimiento para estimar el efecto de los carriles de sobrepaso en la velocidad media de viaje unidireccional.

Se considera para una longitud total del segmento de análisis, la longitud corriente arriba del carril de sobrepaso ( $L_u$ ), la longitud del carril de sobrepaso ( $L_{pl}$ ), la longitud efectiva de influencia corriente abajo del carril de sobrepaso ( $L_{de}$ ), y la longitud restante más allá de la influencia del carril de sobrepaso, según muestra la Figura N° 4.

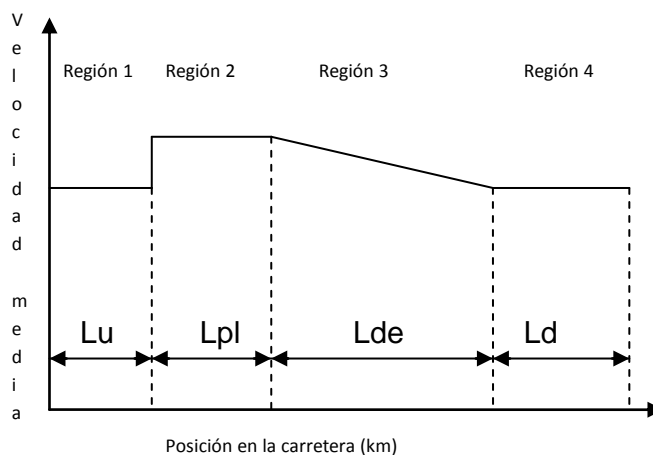


Figura N° 4: Efecto de carril de sobrepaso en la Velocidad Media de Viaje

Según los flujos de tránsito opuesto, el HCM2010 estima un factor de aumento de velocidad por efecto del carril de sobrepaso (fpl,ATS ) y la longitud efectiva de influencia (Lde), que inicia al fin del carril de sobrepaso y finaliza cuando la velocidad vuelve al valor previo al carril de sobrepaso o es interrumpida por otra singularidad.

Con el objeto de evaluar el efecto de carriles de sobrepaso en contexto de conductores y vehículos argentinos, se seleccionó un tramo de 36 km de la Ruta Provincial Nº5 de Córdoba (tramo La Bolsa-Villa General Belgrano, topografía serrana) que presenta 5 segmentos con carriles de sobrepaso (Galarraga et al, 2012).

Se recorrió en ida y vuelta el tramo completo en 14 diferentes días, en condiciones de bajo tránsito (<200veh/hora), midiendo las velocidades desde el vehículo mediante el uso de un posicionador GPS en longitudes cada cien (100) metros. Dos de los 5 segmentos con carriles de sobrepaso son cortos (B con Lpl= 750m y E con Lpl =550m) y ubicados en sectores con restricciones geométricas cuya región anterior presenta velocidades medias del orden de 60 Km/h . Los otros tres segmentos (A, C y D) tiene longitudes de 1250m, en sectores sin restricciones geométricas con velocidades medias del orden de 95 Km/h en la región.

Para cada segmento de carril de sobrepaso se calcularon las velocidades medias: a) para 1000 m antes, b) para el carril de sobrepaso y c) cada 500m posteriores, hasta acumular 2500m. Otorgando el valor 1 a la velocidad a 1000 m antes, se obtuvieron las relaciones de velocidades al inicio del carril y la longitud de la zona de influencia, dónde la relación vuelve a ser 1. La Tabla Nº 2 muestra los resultados y la comparación con los valores estimados según el HCM2010

Segmentos	Relación de velocidades fpl,ATS		Longitud zona de influencia Lde (m)	
	Ruta 5	HCM	Ruta 5	HCM
TODOS	1,18	1,09	1750	2700
A, C y D (estándar)	1,12	1,09	2000	2700
B y E (cortos)	1,25	1,09	1600	2700

Tabla Nº 2: Comparación de los valores obtenidos con los propuestos por el HCM

Observando la diferencia para los segmentos cortos con baja velocidad de aproximación por geometría y para los segmentos estándar, se destaca que los valores del HCM resultan aplicables a estos últimos, sin correcciones de consideración, algo mayor el efecto de aumento de velocidad y algo menor la longitud de influencia. En cambio para carriles cortos con restricciones de trazado el efecto de aumento de velocidad puede ser apreciablemente superior al previsto por el HCM y con longitudes de influencia corriente abajo considerablemente menores.

Los resultados preliminares de estos estudios para autopistas y carreteras de dos carriles indivisos, que componen la mayoría de la red vial argentina, confirman la necesidad de ampliar la base experimental para validar la aplicabilidad local de los procedimientos propuestos del HCM 2010, sus limitaciones y los ajustes pertinentes.

### 3.- FLUJO INTERRUMPIDO

Las condiciones de operación con flujo interrumpido, típicas de ambientes urbanos y diferenciables por su contexto socio-cultural, requieren comprensión a nivel local para aspirar al desarrollo de una movilidad sustentable. La integración de modos motorizados individuales, motorizados masivos y no



motorizados en arterias urbanas ha sumado complejidad al problema, que en buena parte es contemplada en capítulos específicos del HCM 2010. La potencial utilización de esa base para avanzar en procedimientos validados para ciudades argentinas ha sido inicialmente orientada a las intersecciones semaforizadas, no semaforizadas y rotondas.

En la mayoría de las infraestructuras de flujo interrumpido el parámetro seleccionado para determinar el nivel de servicio es la demora de control media experimentada por los usuarios. En términos generales la estimación se basa en una comparación demanda – oferta, a medida que la demanda se acerca o supera la capacidad, las demoras se incrementan mucho. La manera de estimarlas demoras varía según el tipo de infraestructura analizado.

### **3.1.- Intersecciones Semaforizadas**

En su Capítulo 18 el HCM 2010 presenta el análisis de intersecciones semaforizadas. La oferta depende del tiempo de verde efectivo y de la tasa de flujo de saturación, la que a su vez se calcula a partir de factores de corrección que reflejan la falta de condiciones ideales.

Se define a la tasa de flujo de saturación como la tasa horaria a la cual vehículos que se encuentren previamente en cola pueden atravesar el acceso a una intersección bajo las condiciones prevalecientes, asumiendo que el verde de la señal está disponible y que no se esperan tiempos perdidos. La tasa de saturación base se define con carriles de 3,6m de ancho, sin vehículos pesados, sin pendiente, sin estacionamiento, sin paradas de ómnibus, con igual utilización de carriles y sin giros.

El valor propuesto por el HCM2010 es de 1900 autos por hora por carril cuando la intersección en análisis se encuentre en un área metropolitana con 250.000 habitantes o más y de 1750 automóviles por hora por carril en localidades con menor número de habitantes. Para estimar la tasa de flujo de saturación en condiciones reales deben emplearse factores de corrección.

A continuación se reportan los estudios locales para dos de los factores de corrección más importantes, los correspondientes a vehículos pesados y por paradas de ómnibus.

#### **Influencia de los Vehículos Pesados**

La circulación de vehículos pesados afecta fuertemente la eficiencia en una intersección. La baja capacidad de aceleración de los vehículos pesados en relación a la de los vehículos livianos y su mayor longitud son factores que ocasionan intervalos de separación mayores reducen la capacidad de la intersección e incrementan la congestión. Esto es así tanto si está ubicado dentro de los primeros cuatro vehículos en la cola, produciendo un mayor tiempo perdido en el arranque; como si se ubica en más allá del lugar disminuyendo la tasa de flujo de saturación. Se relevaron avenidas de penetración de la ciudad que contaban con gran cantidad de vehículos pesados Se analizó el paso de 1817 vehículos en 160 ciclos. Para más detalle en el relevamiento y procesamiento de la información ver Albrieu (2014).

En primera instancia se tomaron todos los ciclos con porcentaje de vehículos pesados igual a cero, un total de 64 para la suma de ambos carriles y se calcularon los intervalos medios para cada uno de los carriles y para el grupo de carriles. En estas condiciones los intervalos permiten el cálculo de las tasas de flujo de saturación ideales. La Tabla N° 3 reporta los valores estadísticos encontrados.

Variable	Media	Desviación Estándar	Mínimo	Máximo	Nº de casos
Carril derecho	2,029	0,209	1,6	2,33	23
Carril izquierdo	1,876	0,164	1,5	2,20	41
Ambos	1,931	0,195	1,5	2,33	64

Tabla Nº 3: Intervalos en condiciones ideales

Debido a la diferencia encontrada entre el carril derecho e izquierdo, se verificó si dichas diferencia se debían o no al azar, para ello se realizaron los correspondientes test de hipótesis que indicaron diferencias significativas entre las medias de ambos carriles. Esta diferencia encontrada que se manifiesta en un mayor intervalo de saturación para el carril derecho y por lo tanto una tasa de saturación menor se considera que está relacionada con la fricción lateral generada por la actividad en el entorno del carril y por la menor velocidad desarrollada en el mismo.

Se reemplazaron los valores de los intervalos de los ciclos sin presencia de vehículos pesados por las medias encontradas. Posteriormente, se estimaron modelos empleando regresión lineal, considerando como variable dependiente (y) a los intervalos en hora pico, y como variable independiente (x) a los porcentajes de camiones. La Figura Nº 5 reporta las ecuaciones de regresión encontradas para el carril, derecho, izquierdo y ambos respectivamente.

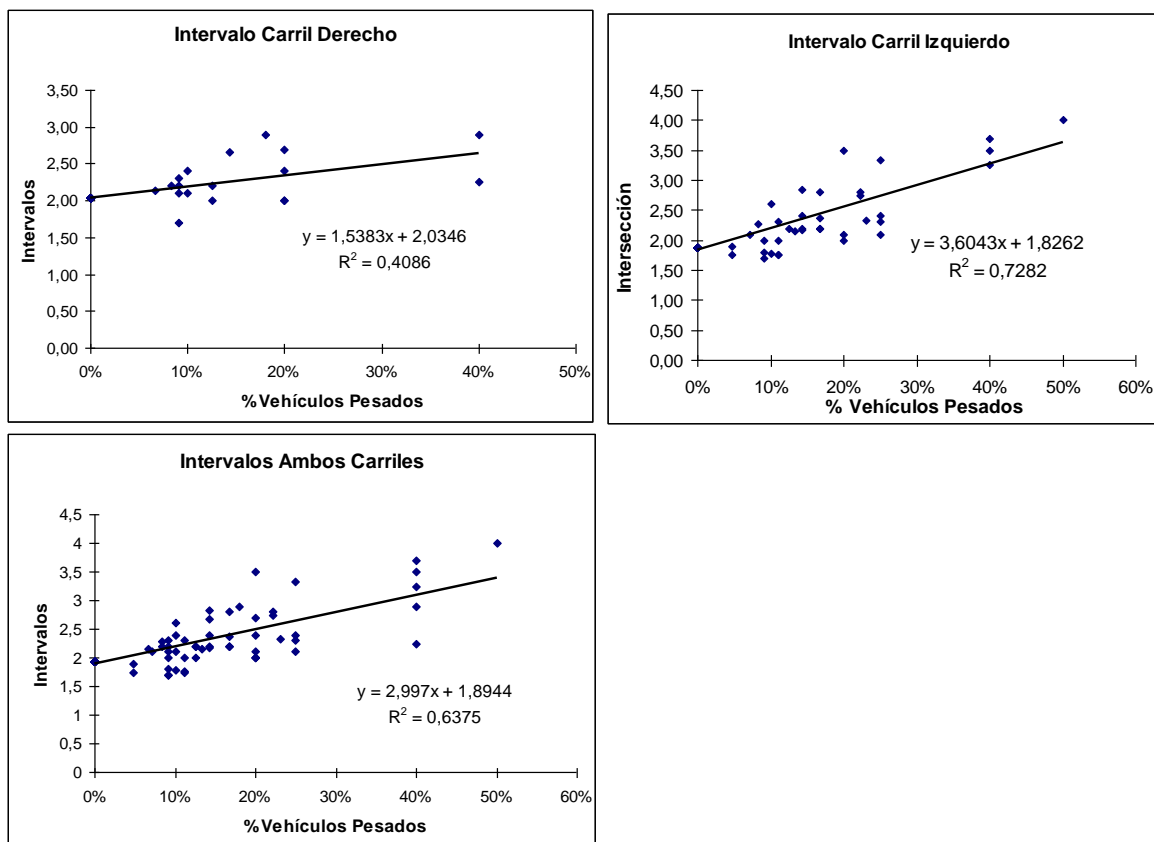


Figura Nº 5: Intervalo vs. Porcentaje de pesados para el carril derecho, izquierdo y ambos.

Para cada una de estas regresiones se estimaron los estadísticos F, t, el error típico y la probabilidad de que tanto el intercepto como la variable independiente difirieran mucho de los valores encontrados. Todos los valores obtenidos permiten afirmar que los coeficientes obtenidos son significativos.

El intercepto de las ecuaciones encontradas simboliza el intervalo de saturación ideal, sin la presencia de vehículos pesados. Este intervalo se puede convertir en la tasa de flujo de saturación ideal. Además empleando la formulación matemática del equivalente de camiones puede obtenerse su valor. Los resultados obtenidos se reportan en la Tabla N° 4.

Carril	Tasa Flujo Saturación	Et
Derecho	1769	1,756
Izquierdo	1971	2,974
Ambos	1900	2,582

Tabla N° 4: Tasa de saturación ideal estimada y Equivalentes locales

Se observa que la diferencia con lo propuesto por la metodología del Manual, en la cual el equivalente es igual a dos, no representa la realidad local para el caso de estudio, ya que el valor encontrado es el 12% inferior para el carril derecho, debido seguramente a la menor velocidad que llevan los vehículos por la influencia del entorno y del 49% y 29% superiores en el caso de considerar carril izquierdo y ambos carriles agrupados.

### **Influencia de las Paradas de Ómnibus**

La presencia del transporte público urbano circulando en las calles de la ciudad influye en el tránsito de dos maneras diferentes. La primera por el tamaño y características operacionales distintas a las del vehículo particular, lo que es tenido en cuenta en el factor de ajuste por vehículos pesados.

En segundo lugar, por el efecto de bloqueo cuando el ómnibus se detiene en la parada para permitir el ascenso y descenso de pasajeros. En el caso de la ciudad de Córdoba donde la distancia entre intersecciones es de 100 metros, en la mayoría de los casos, las paradas se encuentran siempre dentro del área de influencia de una intersección.

El efecto sobre la intersección será distinto según que la parada se encuentre antes de la intersección o después de la misma. En el primer caso el bloqueo impide el paso hacia adelante y obliga a los vehículos, cuando es posible a realizar un cambio de carril para poder continuar circulando, por lo tanto disminuye la tasa de flujo de Saturación. Cuando la parada se encuentra ubicada después de la intersección, el efecto sobre la misma dependerá del espacio de almacenamiento entre la parada y la esquina. Cuando este espacio se ha agotado los vehículos que todavía no atravesaron la esquina no podrán ingresar en la intersección, obligándolos a sufrir una mayor demora

El HCM considera la influencia, de las operaciones de ascenso y descenso de pasajeros en las paradas del transporte público, dentro de los 75 m anteriores y posteriores a la línea de parada de un acceso, por medio de los carriles eficientemente utilizados, considerando la pérdida de eficiencia de un carril influenciado por las paradas de ómnibus, como una proporción del tiempo de bloqueo del carril. Para ello tiene en cuenta la cantidad de maniobras de detención para ascenso y descenso de pasajeros durante una hora y un tiempo promedio de bloqueo durante el tiempo de verde de 14,4 seg. Precisamente este es el valor influenciado por las condiciones locales.

La permanencia de un vehículo del transporte público en la parada depende fundamentalmente de la cantidad de pasajeros que ascienden o descienden y del tiempo promedio de ascenso o descenso al mismo. A su vez el tiempo que demoran los pasajeros para realizar estas maniobras está altamente influenciado por las características del vehículo, altura del piso, cantidad de puertas para el descenso, forma de pago, etc.

Se relevaron durante dos horas y veinticinco minutos distintas intersecciones de la ciudad. Las mismas fueron filmadas con las cámaras del centro de control del tránsito. De estos relevamientos resultaron 105 ciclos útiles (Albrieu y Galarraga, 2012).

De las filmaciones se obtuvo el ciclo, verde y tiempo de rojo, tiempo de inicio de paradas, es decir desde que el ómnibus disminuía la marcha para acomodarse en la parada, tiempo de arribo a la parada, computándose como tal al tiempo en que el vehículo detenía su marcha totalmente, tiempo de partida, cuando comenzaba el movimiento y tiempo de incorporación al flujo de la calle en análisis, al que se denominó en flujo. Con estos datos se calcularon los tiempos ocupados en dar servicio en paradas y los tiempos de dar servicio conjuntamente con los de deceleración y aceleración. Además se encontraron los tiempos en los que cada colectivo bloquea el carril durante el tiempo de verde.

Se encontró un promedio del tiempo de servicio total (TST) y un tiempo de bloqueo en verde (TBV), que fue corregido ya que se observó que cuando arriban varios ómnibus a la misma parada, deben hacer cola esperando su turno para poder brindar servicio. Podría considerarse que el bloqueo del carril se debe al primer vehículo y que los vehículos posteriores en realidad están sufriendo el bloqueo provocado por el que, ubicado ya en la parada, se encuentra realizando la tarea de carga y descarga de pasajeros. Debido a esto se depuró la base de datos disminuyendo el tiempo de servicio total de aquellos ómnibus que debieron padecer cola, de manera tal que el tiempo de servicio represente solamente el tiempo de bloqueo efectivo del carril. Con la base así depurada se obtuvo un nuevo promedio. La Tabla Nº 5 muestra los tiempos de bloqueo en verde obtenidos con la base original y con la base modificada.

	ORIGINAL		MODIFICADA	
	TST	TBV	TST	TBV
Media	28,29	19,97	26,87	19,02
Desviación estándar	19,18	11,17	17,54	11,53

Tabla Nº 5: Media y desviación estándar para tiempos de servicio total y tiempos de bloqueo en verde.

Los resultados encontrados muestran poca diferencia entre ambas medias, y los test de hipótesis para muestras apareadas no permitieron rechazar la hipótesis nula de igualdad de las medias. En las intersecciones estudiadas con paradas ubicadas posteriormente a la misma no se pudo observar el efecto mencionado anteriormente ya que, en general los conductores tienden cambiar tempranamente de carril, aprovechando inclusive el espacio de la misma intersección para realizar el cambio, lo que evita el almacenamiento de vehículos detrás del ómnibus parado y por consecuencia su influencia en la demora de la intersección.

Los tiempos de bloqueo obtenidos (superiores a los del HCM2010) indicarían que la cantidad de pasajeros por parada serían mayores. Para las paradas fuera del área central los pasajeros se reducen sustancialmente, reduciendo también en consecuencia los tiempos de bloqueo a un orden de 10 segundos.

### 3.2.- Intersecciones no semaforizadas con dos señales de pare

En su Capítulo 19 el HCM 2010 trata las intersecciones no semaforizadas controladas por dos señales de pare (TWSC). Las intersecciones no semaforizadas de una avenida importante con una calle local en Argentina reproducen adecuadamente este funcionamiento, ya que el tránsito de la avenida tiene prioridad permanente (salvo para girar a la izquierda, si es de doble sentido) y los que deben

aguardar por un intervalo adecuado son los conductores que llegan por la calle secundaria en correspondencia con el funcionamiento de intersecciones controladas por dos señales de pare.

En estos casos el tránsito que pretende ingresar por la calle secundaria debe dar prioridad al de la principal, a excepción de que encuentre un intervalo suficientemente grande que le permita realizar la maniobra deseada. El tema se trata mediante la teoría de aceptación de intervalos. El intervalo crítico ( $t_c$ ) y el de seguimiento ( $t_f$ ) resultan claves para estimar correctamente la capacidad y el nivel de servicio. Estos valores dependen del comportamiento de los conductores.

Para el cálculo de capacidad el HCM 2010 propone un modelo de aceptación de intervalos que define la capacidad potencial o capacidad teórica presentada en la Ecuación (8), para cada uno de los movimientos de la calle secundaria, en donde la distribución de los intervalos sigue una función exponencial negativa.

$$C_{p,x} = v_{c,x} \frac{e^{-\frac{v_{c,x}t_{c,x}}{3600}}}{1 - e^{-\frac{v_{c,x}t_{f,x}}{3600}}} \quad (8)$$

Donde:

$c_{p,x}$  = capacidad potencial del movimiento "x" (vph),

$v_{c,x}$  = flujo conflictivo para el movimiento "x" (vph),

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

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

La forma de este modelo de capacidad puede transformarse y observar la similitud con el modelo de regresión exponencial de Sieglöch (Kyte et al, 1996) y propuesto para rotondas (NCHRP, 2007) que se presenta en la Ecuación (9). Dicha relación permite obtener la capacidad potencial a partir de flujo conflictivo si se tienen en cuenta las calibraciones de los parámetros A y B.

$$C_{p,x} = \frac{3600}{t_{f,x}} e^{-\left(\frac{t_{c,x}-t_{f,x}}{3600}\right)v_{c,x}} \quad (9)$$

Que es de la forma:

$$C_{p,x} = Ae^{-Bv_{c,x}} \quad (10)$$

Donde:

$$A = \frac{3600}{t_{f,x}} \quad (11)$$

$$B = \frac{t_{c,x}-t_{f,x}}{3600} \quad (12)$$

A manera de ejemplo local de estimación de intervalo crítico y tiempo de seguimiento mediante el modelo de regresión lineal propuesto por Sieglöch se presentan los resultados obtenidos sobre una base de 71 casos de medición para el estudio de una intersección de tres ramas de la ciudad que se ajusta a los patrones de condiciones base del HCM2010 (Depiante, 2011). Los resultados corresponden al movimiento de giro a la izquierda de la calle secundaria.

En la Figura N° 6 se presentan los datos correspondientes a los pares ordenados de intervalo medio aceptado y número de vehículos que ingresan durante ese intervalo. 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 2,8594s. Por su parte el intervalo crítico de aceptación se calcula como la ordenada al origen (to) más la mitad del tiempo de seguimiento, ya que con menos de ese valor no entra ningún vehículo, en el ejemplo 5,26s (3,8331s + 2,8594s/2).

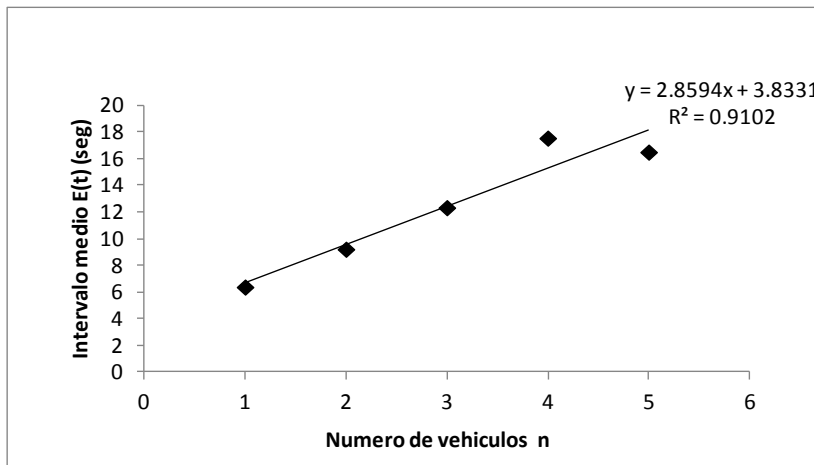


Figura Nº 6. Regresión entre el tamaño del intervalo medio y el número de vehículos

Estudios de intervalos críticos en cinco intersecciones de la ciudad mediante el método de máxima verosimilitud arrojaron valores de intervalos inferiores a los propuestos por el manual para todos los movimientos de la secundaria. En todos los casos reportados de estudios locales se observaron diferencias significativas (en menos) con los valores propuestos en el HCM2010.

Otro ejemplo que involucra estudios de campo en una intersección de tres ramas (Depiante, 2011) en donde se estimaron intervalos críticos y de seguimiento para giro a la izquierda desde la calle secundaria, obteniéndose para el intervalo crítico mediante el método de máxima verosimilitud un valor de  $t_c = 4.77 \pm 1.35$  s (con 308 datos) y para el tiempo de seguimiento un valor de  $t_f = 2.80 \pm 0.86$  s (con 225 datos) valores estos ambos inferiores a los propuestos en el HCM2010 en un 25% y 20% respectivamente.

Empleando estos últimos valores en los modelos de capacidad expuestos en el mismo trabajo se obtienen las Ecuaciones (13) (Harders, 1968/HCM2010) y (14) (Siegloch/NHCRP, 2007).

$$c_{p,x} = v_{c,x} \frac{e^{-0.001325v_{c,x}}}{1 - e^{-0.000778v_{c,x}}} \quad (13)$$

$$c_{p,x} = 1286e^{-0.000936v_{c,x}} \quad (14)$$

Donde:

$v_{c,x}$ : es el volumen conflictivo (prioritario) para el movimiento "x", en vph.

$c_{p,x}$ : es la capacidad potencial del movimiento "x" de la secundaria, en vph.

Los resultados obtenidos (muy similares) pueden apreciarse en la Figura Nº 6 donde además se muestra la comparación con la formulación del HCM2010 con la cual las capacidades obtenidas resultan considerablemente menores. La medición de la capacidad en campo mediante el relevamiento de tasas de descarga durante los períodos en donde existieron colas para diferentes flujos conflictivos comparadas con curva de capacidad propuesta por el HCM2010 también arroja diferencias como puede apreciarse en la misma Figura Nº 7.

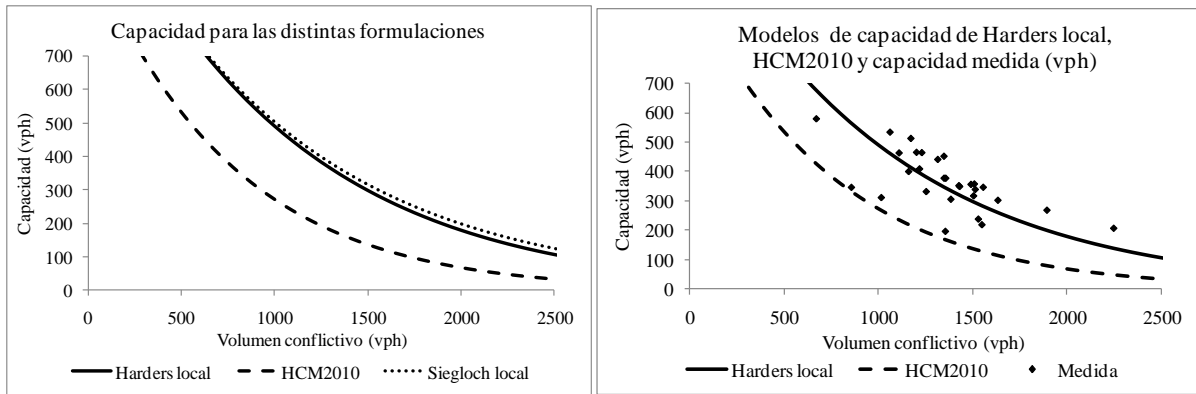


Figura Nº 7: Comparación de formulaciones y de capacidades medidas

Puede observarse la tendencia de disminución de la capacidad con el aumento del flujo conflictivo, con la mayor parte de los datos disponibles observados entre 1000 y 1500vph. Las capacidades obtenidas de la aplicación de la metodología del HCM2010 sin correcciones que reflejen el comportamiento de los conductores locales arrojan valores inferiores a los efectivamente medidos. 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.

Para un volumen conflictivo de 1500 vehículos por hora (Depiante y Galarraga, 2012) la capacidad de la secundaria para el giro a la izquierda de una intersección en T, con la fórmula que propone el HCM2010 en dos etapas es de 256 vehículos por hora y con las correcciones propuestas se eleva a 345 vehículos por hora, lo que representa un incremento del orden del 35%.

Es importante notar que los valores de intervalos críticos por sí solos no son importantes sino en la medida en que son utilizados en las ecuaciones de determinación de capacidad y demora en la intersección. Dada la influencia que tienen en la determinación de la capacidad recomendable disponer de dichos valores en la localización considerada. Claramente los valores que se proponen en el HCM2010 resultan en capacidades inferiores a las locales.

Esta información coincide con la expectativa previa y con la experiencia de este mismo grupo de trabajo en el sentido que los conductores locales son más agresivos que los norteamericanos. Bajo esta perspectiva puede inferirse que las intersecciones funcionarán de manera más eficiente, pero también más peligrosa.

Entonces, para estimar capacidades con la metodología del HCM2010 es necesaria la corrección local de intervalos críticos y de seguimiento. El aumento de capacidad para las condiciones locales (debido a la reducción del intervalo crítico y de seguimiento) produce un impacto porcentual cada vez mayor a medida que el flujo conflictivo aumenta. Si bien las curvas tienden a acercarse la diferencia porcentual es mayor. Es así que como conclusión del análisis de los estudios realizados se proponen valores de intervalos críticos y de seguimiento inferiores a los que propone el HCM2010. Los correspondientes valores se muestran en la Tabla Nº 6.

Movimiento	Intervalo crítico (s) Principal dos carriles		Intervalo crítico (s) Principal cuatro carriles		Tiempo de seguimiento (s)	
	Local	HCM2010	Local	HCM2010	Local	HCM2010
GD	5.0	6.2	5.5	6.9	2.6	3.3
P	6.2	6.5	6.2	6.5	3.4	4
GI	6.7	7.1	7.1	7.5	3.0	3.5

Tabla Nº 6. Comparación de los intervalos críticos y de seguimiento para intersecciones en cruz

La recomendación es conservadora aun cuando se hayan encontrado valores inferiores. Se recomiendan valores de intervalos críticos inferiores en un 5% para los movimientos de giro a la izquierda y pasantes de la secundaria (respecto de los propuestos en el HCM2010) y valores inferiores en un 20% en el caso de giros a la derecha. En el caso de los tiempos de seguimiento se recomienda el uso de valores inferiores en un 15% para los movimientos de giro a la izquierda y pasantes y valores inferiores en un 20% en el caso de giros a la derecha de la secundaria.

Las relaciones exponenciales de capacidad vs. volúmenes conflictivos para cada movimiento, pueden obtenerse a partir de estos valores mediante el uso de las Ecuaciones (10), (11) y (12). Según ha sido desarrollado previamente los resultados obtenidos son prácticamente iguales y la formulación matemática más sencilla. La Tabla Nº 7 resume los resultados para cada uno de los movimientos. Corresponde consignar que se refiere a capacidad potencial, es decir asumiendo que no hay movimientos de mayor prioridad.

Movimiento	Capacidad potencial local recomendada (vph)	
	Principal dos carriles	Principal cuatro carriles
GD	$c_{p,GD} = 1385e^{0.001028 v_{c,GD}}$	$c_{p,GI} = 1385e^{0.001167 v_{c,GD}}$
P	$c_{p,P} = 1059e^{0.001250 v_{c,P}}$	$c_{p,GI} = 1059e^{0.001250 v_{c,P}}$
GI	$c_{p,GI} = 1200e^{0.001444 v_{c,GI}}$	$c_{p,GI} = 1200e^{0.001556 v_{c,GI}}$

Tabla Nº 7. Relación capacidad volumen conflictivo

### 3.3.- Rotondas

En su Capítulo 21 el HCM 2010 trata las intersecciones con rotondas. Cuando los conductores se acercan a la entrada de una rotonda deben tomar dos decisiones básicas: primero, seleccionar el carril apropiado para su destino, y segundo, “ceder el paso” a los que tienen prioridad, es decir a los que circulan por la rotonda. El proceso de toma de decisiones dentro de las rotondas es generalmente más complejo que para otros tipos de intersecciones, sobre todo porque el conductor no siempre puede ver la salida. Además, debido a que la intersección es curva, obliga a los conductores a cambiar poco a poco su dirección, lo que podría desorientar a los otros conductores sobre su destino. La decisión de “ceder el paso”, produce una negociación en varios puntos de la rotonda, pese a que está normalmente reglamentada la prioridad. Los conductores deben elegir un intervalo aceptable en el que puedan entrar dentro del flujo conflictivo de la rotonda. En la Figura Nº 8 se esquematiza el funcionamiento de una rotonda.

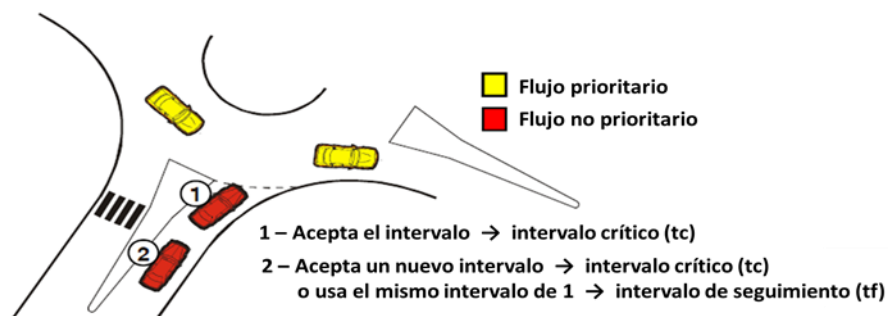


Figura Nº 8: Esquema de funcionamiento de una rotonda

Al igual que en el caso de intersecciones no semaforizadas con dos señales de pare, se aplica la teoría de aceptación de intervalos, debiendo determinarse el intervalo crítico y el de seguimiento. La formulación y procedimientos ya han sido expuestos en el apartado anterior.



Las rotondas relevadas están ubicadas en zonas urbanas y metropolitanas de la ciudad de Córdoba. Las tres primeras corresponden a rotondas con dos carriles de circulación (2c) y la cuarta con uno solo (1c). Las dos primeras presentan dos carriles de entrada (2e) y las dos restantes entradas de un solo carril (1e). En este sentido, se seleccionaron dos rotondas con dos carriles de circulación y dos carriles de entrada (2c – 2e), una rotonda con dos carriles de circulación y un carril de entrada (2c – 1e), y por último una rotonda con un carril de circulación y un carril de entrada (1c – 1e).

1. Rotonda “Nudo Vial Mitre” (RNM 2c – 2e).
2. Rotonda “Rodríguez del Busto” (RRB 2c – 2e).
3. Rotonda “Lino Spilimbergo” (RLS 2c – 1e).
4. Rotonda “Avenida Goycochea – Avenida Bodereau” (RGB 1c – 1e).

Se efectuaron filmaciones en horarios con mayor flujo vehicular para obtener tránsito conflictivo y volúmenes de entrada en las rotondas relevadas. Las rotondas fueron visitadas en los horarios: desde las 07:30 horas a las 09:00 horas, desde las 12:30 horas a las 14:00 horas y desde las 17:00 horas a las 19:00 horas. En total, se efectuaron entre dos y tres filmaciones por cada rotonda en diferentes períodos, con una duración promedio de un poco más de una hora, para un registro total de aproximadamente 12 horas de filmación. Los videos en formato digital fueron revisados mediante un computador personal con la ayuda de un software de visualización de video.

La revisión de los videos permitió registrar y medir los intervalos entre vehículos, valores de parámetros requeridos para efectuar la calibración del modelo del HCM2010. Con el empleo de un computador personal, de un cronómetro y un software de visualización de video se pudieron extraer los tiempos requeridos. Luego se procedió a conformar las bases de datos para incluir los datos registrados y proceder a efectuar los cálculos. Entre los datos registrados, se tiene el lugar, la fecha, la hora, los vehículos involucrados, tanto en la entrada como en la circulación, la cantidad de vehículos que entran en los intervalos del flujo conflictivo, los intervalos aceptados y los mayores intervalos rechazados. Del mismo modo, se registraron de forma directa, los tiempos de seguimiento, los cuales fueron promediados posteriormente. Corresponde señalar que además de procesar los datos para cada una de las rotondas, se combinaron los datos de las rotondas de igual configuración de carriles. Para esto, se unieron los datos de la rotonda RNM 2c – 2e y RRB 2c – 2e a fin de realizar un análisis y comparación de los resultados. Para más detalle en el relevamiento y procesamiento de la información ver Flores Castellano (2013).

Se estimaron los valores  $t_c$  y  $t_f$  por los métodos de máxima verosimilitud, medición directa y regresión lineal de, comparando los valores obtenidos se advierte que se obtienen valores menores con el método de regresión lineal, lo que aumenta la capacidad en relación a los otros métodos (Flores Castellano et al, 2013).

Como antecedentes, se revisó un trabajo desarrollado en la ciudad de Montevideo, Uruguay (Caimi, 2008), donde se estimaron los valores de  $t_c$  y  $t_f$  en cuatro rotondas. Debe señalarse que las rotondas analizadas en Montevideo, son todas de configuración 2c – 2e, y se estimó el  $t_c$  y  $t_f$  sin discriminar los carriles de entrada. De igual manera se realizaron comparaciones con estudios de Xu y Tian en California (2007), y con datos de otras fuentes, incluyendo el reporte NCHRP 572, con información de seis estados de los EE.UU. (Washington, Maryland, Maine, Michigan, Oregón y Vermont), de Alemania y también de Italia (Gazzarri et al., 2012).

La Tabla Nº 8 reporta los valores comparativos de intervalos críticos y de seguimiento para rotondas 2c–2e carril izquierdo, y también los valores locales de los parámetros A y B utilizados en la formulación de capacidad del HCM2010. Corresponde consignar que para las rotondas locales se reportan valores obtenidos por el método de máxima verosimilitud (para  $t_c$ ) y por medición directa (para  $t_f$ ).

Rotondas Multicarriles	$t_c$	$t_f$	A	B
RNM 2c - 2e	3,34	2,11	1706	0,0006
RRB 2c - 2e	3,43	2,20	1636	0,0006
NCHRP 572	4,50	3,40	1059	0,0008
California	4,70	2,20	1636	0,0010
Uruguay	3,40	2,20	1636	0,0006
HCM2010	4,29	3,19	1130	0,00075
Alemania	4,40	3,20	1125	0,00078
Italia	3,85	2,59	1390	0,00071

Tabla Nº 8: Comparación de los valores de  $t_c$ ,  $t_f$ , "A" y "B" del carril izquierdo en rotondas (2c – 2e) de Córdoba y otros países

En vista de la comparación de los métodos, con resultados más conservadores, se procede a la calibración del modelo de capacidad del HCM2010 con los parámetros de  $t_c$  y  $t_f$  estimados de forma independientes (máxima verosimilitud y promedios de la medición directa), que con un nivel de confiabilidad del 95%, incluye en la mayoría de los casos los valores obtenidos mediante los otros procedimientos. Para el caso dos carriles de circulación y dos carriles de entrada, se recomiendan los valores estimados en la RNM 2c – 2e, ya que en ésta se registró una cantidad muy importante de datos, con cola continua y resultados robustos, que al combinarse con los datos de la rotonda RRB 2c – 2e, arrojaron resultados que reflejaron las mismas características de la primera.

Para el caso de uno o dos carriles de circulación y un carril de entrada, se recomiendan los valores estimados para la RGB 1c – 1e, que además de ser muy parecidos a los de la rotonda RLS 2c – 1e, son los más conservadores. En la Tabla Nº 9 se presentan los  $t_c$  y  $t_f$  recomendados para la calibración del Modelo del HCM2010. A partir del  $t_c$  y  $t_f$  señalados, se obtienen los valores de los coeficientes "A" y "B" del modelo de capacidad, Ecuaciones (11) y (12), los cuales se muestran en la Tabla Nº 10.

Configuración		$t_c$	$t_f$
Entrada de un carril	Un carril de circulación	3,60	2,34
	Dos carriles de circulación	3,60	2,34
Entrada de dos carriles con dos carriles de circulación	Carril izquierdo	3,34	2,11
	Carril derecho	3,34	2,05

Tabla Nº 9: Intervalos críticos y de seguimiento recomendados para condiciones locales

Configuración		Modelo de capacidad
Entrada de un carril	Un carril de circulación	$c = 1.539 \times e^{(-0,0007 \cdot v_c)}$
	Dos carriles de circulación	$c = 1.539 \times e^{(-0,0007 \cdot v_c)}$
Entrada de dos carriles con dos carriles de circulación	Carril izquierdo	$c_{e,L} = 1.706 \times e^{(-0,0006 \cdot v_c)}$
	Carril derecho	$c_{e,R} = 1.754 \times e^{(-0,0006 \cdot v_c)}$

Tabla Nº 10: Modelos de capacidad recomendado para condiciones locales

En la Figura N° 9 se muestran las curvas de capacidad que representan el modelo para las rotondas de Córdoba, con uno y dos carriles de entrada.

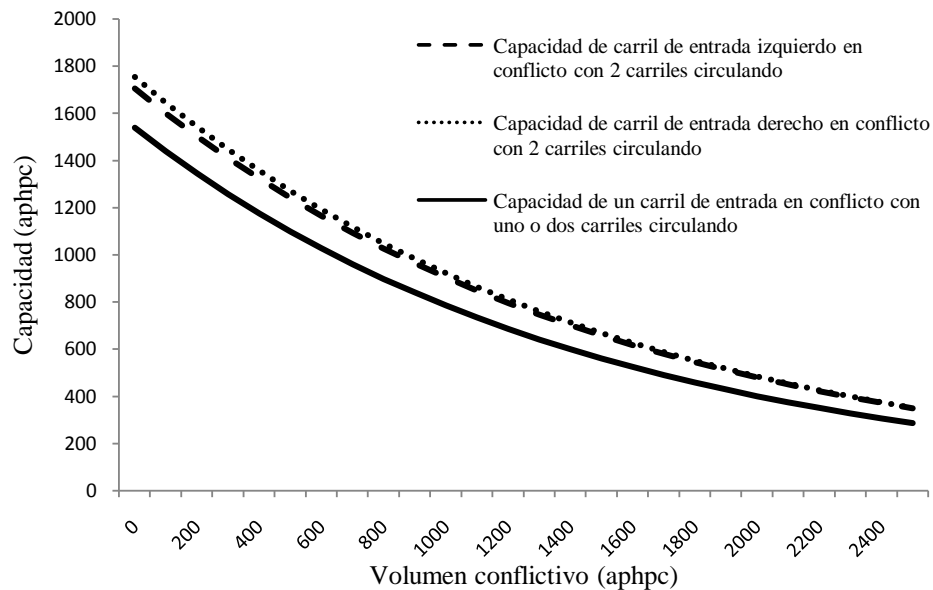


Figura N° 9: Curvas de capacidad recomendadas para el modelo adaptado a condiciones locales

Se advierte que los resultados locales difieren de los propuestos por el HCM2010. Es de destacar que el intervalo de seguimiento, que permanece invariable en el HCM2010 para todos los casos, muestra diferencias entre las entradas de uno o dos carriles en condiciones locales. Además, en condiciones locales, las rotondas con uno o dos carriles de circulación para entradas de un carril presentan parámetros similares.

#### 4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos indican que las metodologías del HCM, adecuadamente adaptadas a las condiciones locales, permiten estimar las medidas de eficiencia con mayor precisión que empleando los valores por defecto. Si bien los conjuntos de datos relevados son limitados, resultan suficientes para mostrar la necesidad de adaptación de las metodologías.

Para las infraestructuras de tránsito ininterrumpido, la relación velocidad – intensidad resulta clave para estimar los parámetros que definen el nivel de servicio. Tanto en autopistas como en carreteras de dos carriles se han identificado importantes diferencias. Las mismas pueden deberse al tipo particular del caso analizado, al comportamiento de los conductores y al parque vehicular. En todos los casos resulta deseable contar con mayor cantidad de datos empíricos.

Las prioridades de investigación de comportamientos locales en autopista serían en topografía llana, para tramos básicos y también para carriles de entrada y salida (Capítulo 13 HCM 2010). En carreteras de dos carriles se considera de la mayor importancia profundizar el estudio de equivalentes de camiones en pendiente y el impacto de zonas de no sobrepaso.

Considerando el aumento de duplicaciones de calzadas en varios tramos de rutas argentinas (autovías), resulta importante investigar el comportamiento en carreteras multicarriles, para las cuales se propone una metodología muy similar a la de autopistas (Capítulo 14 HCM 2010).

En el caso de infraestructuras de tránsito interrumpido, para intersecciones semaforizadas los factores de corrección para estimar el flujo de saturación real se constituyen en los parámetros fundamentales a calibrar. En cambio, para intersecciones con dos señales de pare y rotondas los intervalos críticos y de seguimiento resultan claves para estimar la capacidad y las demoras. Aquí también se han encontrado importantes diferencias y las mismas se atribuyen especialmente al comportamiento de los conductores. En todos los casos también resulta deseable contar con mayor cantidad de datos empíricos.

Para intersecciones semaforizadas se considera importante profundizar la estimación del verde efectivo y otros factores de corrección del flujo de saturación, y para intersecciones con dos señales de pare y rotondas el efecto de los vehículos pesados y condiciones especiales.

Finalmente también se considera como prioridad avanzar en el análisis conjunto de modos motorizados individuales, motorizados masivos y no motorizados en segmentos de arterias urbanas (Capítulo 17 HCM 2010).

### **AGRADECIMIENTOS**

Los autores desean agradecer a la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Nacional de Córdoba por el apoyo recibido. Y muy especialmente la contribución de Alejandro Baruzzi (autopistas), Marcelo Maldonado (2 carriles), Laura Albrieu (semáforos), Violeta Depiante (2 señales de pare) y Gotoniel Flores Castellano (rotondas).

### **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

Albrieu L. (2014) *Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención en Transporte. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Albrieu L., Galarraga J. (2012). *Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM para intersecciones semaforizadas en Argentina*. XVI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Córdoba. Argentina.

Baruzzi, A., Galarraga J., Herz, M. (2013) *Operación en Autopistas Argentinas, Análisis Comparativo con el HCM 2010*. 9º Congreso de la Vialidad Uruguaya. Montevideo. Uruguay

Baruzzi, A., Galarraga J., Herz, M. (2008) *SpeedFlow Curves in Argentinean Freeways. Proceedings of 6<sup>th</sup> International Conference on Traffic and Transportation Studies*. Beijing Jiatong University. China.

Baruzzi, A. (2006) *Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM 2000 en autopistas argentinas*. 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. (2008) *Rotondas: Estimación del Intervalo Crítico y del Tiempo de seguimiento y su aplicación en las Medidas 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.

Depiante, V. (2011) *Giros a la izquierda en intersecciones no semaforizadas*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención en Transporte. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Depiante V., Galarraga J. (2012) *Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM para intersecciones no semaforizadas en Argentina*. XVI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Córdoba. Argentina.

Flores Castellano, G.J., (2013) *Capacidad de Rotondas: Calibración del Modelo del HCM 2010 a condiciones locales*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención en Transporte. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

Flores Castellano, G.J., Depiante, V. y Galarraga, J. (2013) *Calibración del Modelo de Capacidad de Rotondas del HCM 2010 a Condiciones Locales: Caso Córdoba, Argentina*. XXVII ANPET (Congreso de Investigación y Enseñanza en Transportes de Brasil). Belén, Pará, Brasil.

Galarraga J., A. Baruzzi y M. Herz (2012) *Efecto de carriles de sobrepaso en topografía serrana sobre las velocidades de operación*. XVI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Córdoba. Argentina.

Gazzarri, A., Martello, M. T., Pratelli, A., Souleyrette, R. R. (2012) Estimation of gap acceptance parameters for HCM 2010 roundabout capacity model applications. *WIT Transactions on the Built Environment*, Vol 128, WIT Press. www.witpress.com, ISSN 1743-3509 (on-line)

Harders, J. (1968) Die Leistungsfähigkeit nicht signalgeregelter städtischer Verkehrsknoten (Capacity of unsignalized urban intersections). *Strassenbau und Strassen verkehrstechnik*, Vol. 76. Bundesminister für Verkehr, Abt. Strassenbau, Bonn.

Harwood, D., May A.D., Anderson I.B., Leiman L., Archilla, R. (1999) *Capacity And Quality Of Service Of Two-Lane Highways* National Cooperative Highway Research Program Report 3-55(3). Transportation Research Board National Research Council Midwest Research Institute University of California-Berkeley USA. November 1999.

Kyte, M., Z. Tian, Z. Mir, Z. Hameedmansoor, W. Kittelson, M. Vandehey, B. Robinson, W. Brilon, L. Bondzio, N. Wu, R. Troutbeck, (1996) *Capacity and Level of Service at Unsignalized Intersections*. Final Report: Volume 1 – TwoWay Stop-Controlled Intersections. National Cooperative Highway Research Program 3-46.

Maldonado M., Herz M., Galarraga J. (2011): *Recomendaciones para la Aplicación de la Metodología del HCM en Carreteras Argentinas*. 8º Congreso de la Vialidad Uruguaya. Montevideo. Uruguay.

Maldonado, M. (2010) *Validación de la Metodología del Manual de Capacidad HCM a las condiciones locales para el Análisis de Operación en Carreteras*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención en Transporte. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

McTrans Center (2010) *TSIS-CORSIM* Release 6.2 University of Florida, USA.

NCHRP Report 572 (2007) *Roundabouts in the United States*, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., USA.

TRB (2010) *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA.

Xu, F., Tian, Z. (2007) *Roundabout Geometric Design Guidance*. Report N° F/CA/RI-2006/13 California Department of Transportation, Department of Civil Engineering, California State University, U.S.A.