

**TÍTULO: RECOMENDACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DEL HCM PARA INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS EN ARGENTINA.**

**NOMBRE Y APELLIDO DE LOS AUTORES:**

**Inga. María Laura ALBRIEU**

**Ing. Jorge GALARRAGA**

**DIRECCIÓN POSTAL COMPLETA:**

**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.**

**Avenida Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016, Córdoba, Argentina**

**NÚMERO DE TELÉFONO Y FAX:**

**TE: 54 – 351 – 4334149**

**FAX: 54 – 351 – 4334150**

**DIRECCIÓN DE CORREO ELECTRÓNICO:**

**[malbrieu2003@yahoo.com.ar](mailto:malbrieu2003@yahoo.com.ar)**

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

**ÁREA TEMÁTICA PROPUESTA:**

**Gerenciamiento de Redes Viales**

# RECOMENDACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DEL HCM PARA INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS EN ARGENTINA

## RESUMEN

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 2010 (HCM 2010), contiene una detallada metodología para calcular la capacidad y el nivel de servicio en intersecciones controladas por semáforos (Signalized intersections - Capítulo 18).

Dentro de su metodología presenta valores de parámetros basados en datos empíricos y modelos de simulación, considerando comportamiento de los conductores, vehículos tipo, regulación y control del país de origen.

Las intersecciones semaforizadas representan un factor clave en la composición de las demoras en la trama urbana. Es por eso que resulta importante definir con la mayor precisión posible el servicio que brinda este tipo de infraestructura y el impacto que tendrían determinadas modificaciones sobre el mismo.

El cálculo de capacidad y nivel de servicio se determina en función de la relación demanda y oferta. 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 por falta de condiciones ideales.

Desde hace varios años el grupo de trabajo ha venido realizando estudios relacionados con la adaptación de modelos de tránsito y transporte a las características propias de circulación en nuestra realidad, con el objetivo de poder estimar más adecuadamente las medidas de eficiencia correspondientes a las condiciones locales.

El presente trabajo presenta una breve descripción del procedimiento empleado en el HCM 2010 y sus principales diferencias con el HCM2000, para luego referir los estudios realizados para estimar las correcciones necesarias para el flujo de saturación (factores de corrección por vehículos pesados, por peatones, por paradas de ómnibus y otros) en la ciudad de Córdoba. Finalmente se efectúan las recomendaciones consideradas pertinentes para permitir una mejor aplicación a las condiciones locales del tránsito.

## 1. INTRODUCCION

El Manual de Capacidad de Carreteras compendio de años de investigación empírica y teórica realizada en Estados Unidos de Norteamérica, ha ido modificando su metodología para calcular la capacidad y el nivel de servicio en intersecciones controladas por semáforos, a través de las distintas ediciones.

En su versión del año 2010 (HCM 2010), contiene una detallada descripción de dicha metodología (Signalized intersections - Capitulo 18) que presenta algunos cambios con respecto a la anterior versión del año 2000. Presenta valores de parámetros basados en datos empíricos y modelos de simulación, considerando comportamiento de los conductores, vehículos tipo, regulación y control del país de origen.

Las intersecciones semaforizadas representan un factor clave en la composición de las demoras en la trama urbana. Es por eso que resulta importante definir con la mayor precisión posible el servicio que brinda este tipo de infraestructura y el impacto que tendrían determinadas modificaciones sobre el mismo.

El cálculo de capacidad y nivel de servicio se determina en función de la relación demanda y oferta. 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.

Desde hace varios años el grupo de trabajo ha venido realizando estudios relacionados con la adaptación de modelos de tránsito y transporte a las características propias de circulación en nuestra realidad, con el objetivo de poder estimar más adecuadamente las medidas de eficiencia correspondientes a las condiciones locales.

Este trabajo desarrolla el procedimiento empleado en el HCM 2010 y sus principales diferencias con el HCM2000, luego una breve descripción de los antecedentes revisados con respecto a la tasa de flujo de saturación, a continuación los estudios realizados para estimar las correcciones necesarias para el flujo de saturación (factores de corrección por vehículos pesados, por peatones, por paradas de ómnibus y otros) en la ciudad de Córdoba. Finalmente se efectúan las recomendaciones consideradas pertinentes para permitir una mejor aplicación de la metodología de intersecciones semaforizadas a las condiciones locales del tránsito.

## **2. EL MANUAL DE CAPACIDAD HCM2010**

El Manual de Capacidad de Carreteras 2010 ha agrupado las metodologías de los distintos modos (automóvil, peatonal y bicicleta) según el tipo de infraestructura a analizar, mientras el 2000 agrupaba por modo. De esta manera el capítulo 18 del HCM2010 contiene las metodologías para evaluar una intersección semaforizada aislada desde la percepción del automovilista, el peatón y el ciclista. Este trabajo analiza solamente la metodología para el modo vehicular.

El HCM2010 plantea un procedimiento de 8 pasos, para la determinación del nivel de servicio de una intersección semaforizada, que es descrito a continuación:

### ***2.1. Definición de los grupos de movimientos y grupos de carriles a ser analizados.***

La metodología del Manual de Capacidad HCM2000 proponía un análisis basado en la efectividad por grupos de carriles. La actualización del 2010 realiza una redefinición de dichos grupos de manera tal que en la mayoría de los casos cada carril debe ser tratado por separado. Otros análisis de capacidad, como los de Australia, Canadá y Suecia, trabajan directamente sobre el carril individual.

El nuevo manual propone considerar como un grupo de movimientos a cada movimiento de giro que se realiza en uno o más carriles exclusivos separándolo del movimiento pasante, que puede incluir giros compartidos. Los giros a la izquierda y a la derecha solamente pueden estar juntos en el caso de un carril único.

Permite considerar más de un carril en un grupo de carriles únicamente cuando presentan los mismos movimientos, por ejemplo dos carriles pasantes o dos carriles de giro a la izquierda. En todos los demás casos cada carril debe ser tratado por separado. Todos los carriles que comparten más de un movimiento deben ser tratados individualmente, por ejemplo pasante y giro a la derecha, o pasante y giro a la izquierda.

El Manual del 2000 permitía unificar en un solo grupo a carriles que contenían sólo movimientos pasantes con los adyacentes con movimientos compartidos de giros y pasantes.

### ***2.2. Cálculo de la tasa de flujo para cada grupo de movimiento y***

### ***2.3. Cálculo de la tasa de flujo para cada grupo de carriles***

El volumen horario de cada grupo de movimientos y para cada grupo de carriles es llevado a flujo por medio del factor de hora pico. En el caso de que existieran giros a la derecha libres, deberían ser descontados

Si no hubieran carriles compartidos en el acceso a la intersección o el grupo de carriles fuera de un solo carril, habría una correspondencia biunívoca entre grupo de carriles y de movimiento, por lo tanto la tasa de flujo del grupo de movimiento se asigna directamente al

grupo de carriles. Si hubiera uno o más carriles compartidos en el acceso y dos o más carriles en el grupo de carriles la tasa de flujo por grupo de carril debe ser estimada.

#### **2.4. Determinación de la tasa de flujo de saturación ajustada (S) para cada uno de los grupos de carriles.**

Específicamente el HCM2000 define a la tasa de flujo de saturación como la tasa de descarga máxima durante el tiempo de verde. Es computada, generalmente, después de alrededor de 10 a 14 segundos de verde, los que corresponden al cruce de la línea de parada del eje frontal del cuarto a sexto automóvil, contado a partir del comienzo del verde.

Se puede observar que si bien se la define como una tasa máxima de descarga los estudios de campo utilizan una tasa media de descarga de vehículos (Oliveira Neto), representativa del comportamiento vehicular observado a lo largo de varios ciclos semafóricos en los momentos en que se observa una estabilización de la cola.

El HCM2010, la define como la tasa horaria equivalente 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.

El valor propuesto por el HCM2000 como tasa de Flujo de Saturación base es 1900 automóviles/h/carril, mientras que el nuevo HCM2010 aconseja la utilización de esa tasa cuando la intersección en análisis se encuentre en un área metropolitana con 250.000 habitantes o más y en otras situaciones 1750 automóviles/h/carril.

La Tabla N° 1 resume los valores recomendados por los distintos manuales.

	HCM			Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections	AaSidra	Capacity and Level of Service of Finnish	German Guidelines
Desarrollado en	USA			Canadá	Australia	Finlandia	Alemania
Autores	Transportation Research Board			Teply S, Allingham. D.I., Richardson. D.B, Stephenson. B.W	Akcelik & Associates	Luttinen, R., and Nevala, R	Brilon et al
Año	2000	2010 <250,000 Hab	2010 >250,000 Hab	2006	2000	2002	2002
So	1900	1750	1900	1600-2100	1950	1700	1800

Tabla N°.1: Tasas de flujo de saturación recomendadas.

Investigaciones de Gran Bretaña (Welsh 2001) reportan valores aún mayores, del orden de 2080 automóviles/hora-carril.

Para representar la tasa de saturación real este valor debe ser ajustado por las condiciones de tránsito prevalecientes tales como ancho de trocha, giros a la izquierda, giros a la derecha, vehículos pesados, pendientes, estacionamiento, bloqueo por estacionamiento, tipo de área, presencia de ómnibus, bloqueo por giro a la izquierda e interferencia con peatones y bicicletas, lo que ha dado lugar a distintos factores de corrección.

Ambas metodologías (HCM2000 y 2010) incorporan una reducción en la tasa de flujo de saturación que toma en cuenta la presencia de vehículos pesados por el efecto de su mayor longitud y menor relación peso potencia con respecto a la de los vehículos livianos. Considera como pesados a los vehículos que tienen más de cuatro ruedas apoyadas en el pavimento. Toma en cuenta este efecto por medio del concepto de autos equivalentes, es decir transformando el porcentaje de vehículos pesados existente en la corriente vehicular en una cantidad de automóviles que generarían una circulación de condiciones similares por medio del factor de equivalencias ( $E_v$ ) igual a 2 para cada vehículo pesado.

El Manual de capacidad HCM (2010) tiene en cuenta el efecto de las rampas y pendientes aplicando un factor de corrección que considera que el aumento o disminución en la tasa es proporcional a la mitad de la pendiente considerada. Por ejemplo una pendiente negativa del 6% afectará a la tasa de flujo de saturación con un aumento del 3%. Este factor es válido para pendientes comprendidas entre - 6% y 10%, considerando pendiente negativa a la descendente y positiva a la ascendente.

La existencia de un carril de estacionamiento genera dos efectos sobre el carril contiguo, una fricción lateral debida a la presencia de este carril, los conductores tienden a disminuir la marcha debido a la atención extra necesaria ante la posibilidad de que se realice una maniobra de estacionamiento y por otro lado la ocasionada por el bloqueo debido a la maniobra misma. El HCM 2010 contempla estos efectos por medio del factor de estacionamiento. El carril adyacente al estacionamiento disminuye su efectividad en un 10% debido a la fricción lateral provocada por dicho carril. Además, se contempla la proporción de tiempo en que el carril se ve bloqueado por maniobras de estacionamiento, teniendo en cuenta la cantidad de maniobras en la hora y un tiempo promedio para realizar la maniobra (ingreso o salida) de 18 seg. Toma como límite práctico 180 maniobras en la hora. Este efecto es contabilizado dentro de los 75 metros anteriores a la línea de parada de la intersección.

De manera similar al factor anterior, el HCM 2010 considera la influencia de las paradas del transporte público dentro de los 75 m anteriores y posteriores a la línea de parada de un acceso, considerando la pérdida de eficiencia del 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. Como límite práctico considera 250 maniobras en la hora.

El factor de utilización de carriles toma en cuenta la utilización diferenciada de los distintos carriles de un grupo de carriles. Esta falta de uniformidad en la distribución del tránsito por variaciones en los flujos existentes en cada carril por modificaciones en las características de la vía corriente arriba o abajo, ya sea por disponibilidad de carriles o existencia de maniobras de giro, etc. Este valor se basa en la relación entre el flujo de los carriles del grupo con respecto al flujo del carril con mayor volumen de tránsito. Si el grupo es de un solo carril el factor es siempre igual a uno.

Es indudable que los vehículos que giran en una intersección afectan el comportamiento del resto de los conductores que comparten el grupo de carriles. Si el carril es compartido con otros movimientos el factor de giro proviene de componer la tasa en función del porcentaje de participación de giros y de los números equivalentes a vehículos pasantes de cada movimiento. El HCM2010 considera al factor de ajuste como la inversa del número equivalente de vehículos pasantes, el que es igual a 1,18 para giros a la derecha protegidos, lo que resulta en un factor de corrección igual a 0,85 para giros desde carril exclusivo (100% de giros).

El factor de ajuste por giro a la izquierda está basado en variables similares a las del giro a la derecha, como tipo de carril desde donde se realiza la maniobra (exclusiva o compartida) y proporción de vehículos girando para carriles compartidos. También desarrolla modelos para situaciones que no son contempladas en Argentina tales como distintos tipos de fases, permitidas o protegidas más permitidas. Para fase protegida, el HCM2010 considera al factor de ajuste como la inversa del número equivalente de vehículos pasantes, el que es igual a 1,05 para giros a la izquierda protegidos, lo que resulta en un factor de corrección igual a 0.95 para giros desde carril exclusivo (100% de giros).

Además, tiene en cuenta la influencia de los peatones en las intersecciones semaforizadas afectando la tasa de flujo de saturación por un factor de corrección. La interrelación peatón-vehículo ocurre porque ambos deben compartir una fase de la señal utilizando el mismo espacio, llamado zona de conflicto, cuando los peatones cruzan por la senda peatonal y los vehículos deben realizar un giro. En el caso particular del giro a la derecha el factor utilizado (fpbd), si no se presentan movimientos protegidos, considera la ocupación remanente de la zona de conflicto que los peatones dejan a los vehículos y el porcentaje de vehículos girando en la intersección.

## ***2.5. Determinación de la proporción de vehículos que arriban en verde***

La demora de control y el tamaño de la cola en una intersección semaforizada es altamente dependiente de la proporción de vehículos que arriban a la intersección durante las indicaciones de verde y rojo de la señal. Tanto la demora como el tamaño de la cola serán pequeños si una gran proporción de vehículos arriban en verde. La proporción de vehículos arribando en verde es computada teniendo en cuenta la relación de pelotón (RP) y la proporción de verde en el ciclo. Tiene en cuenta el efecto de la progresión en el término de demora uniforme.

## ***2.6. Determinación de la relación flujo-capacidad***

En general la evaluación de la operación de una intersección semaforizada se realiza por medio de dos medidas de efectividad, la relación entre el volumen y la capacidad (grado de saturación) y la demora sufrida por los vehículos debido a las paradas y sus consecuentes esperas. Existe una correlación entre ambas, ya que una mayor relación flujo capacidad devendrá en una mayor demora.

La relación entre el flujo y la capacidad tiene gran importancia ya que habla de las condiciones de funcionamiento en forma inmediata, es decir, de la eficacia de la infraestructura para atender la demanda. Muestra si las características físicas y el diseño de la señal son suficientes para atender a la demanda (Layton,1996). Si el volumen es mayor que la capacidad, la demanda es superior a la oferta y por lo tanto se está frente a una infraestructura que no puede satisfacer a la demanda. Ahora bien, en el caso de las intersecciones semaforizadas, la capacidad es la cantidad máxima de vehículos que pueden pasar por hora de tiempo real. Entonces, puede decirse que la capacidad es derivada de la tasa de flujo de saturación (capacidad para verde continuo durante la hora) y del porcentaje de tiempo de verde que posea el acceso. No es un valor que dependa solo de las condiciones geométricas y de circulación, sino que puede ser modificado, alterando las condiciones en que se da la saturación o por medio de cambios en la señal.

## **2.7. Determinación de la demora**

La demora sufrida por los conductores, al tener que desacelerar, parar y volver a acelerar, ante un semáforo con señal en rojo refleja la falta de confort, frustración, consumo de energía y tiempo de viaje consumido. En definitiva, es una muestra del funcionamiento de la intersección.

El nivel de servicio es cuantificado a partir de la demora de control, que es la pérdida de tiempo media que el semáforo ocasiona a los vehículos en cada acceso y se calcula mediante un primer término de demora uniforme ( $d_1$ ) afectado del factor de progresión (PF) y un segundo término de demora incremental ( $d_2$ ). En caso de existencia de cola inicial debe agregarse la influencia de la misma mediante un término adicional ( $d_3$ ).

La demora de control uniforme ( $d_1$ ), considera que las llegadas son uniformemente distribuidas a lo largo del tiempo del ciclo. Si la intersección se encuentra en capacidad la demora media será igual a la mitad del tiempo de rojo. Si las llegadas se dieran solamente en el tiempo de verde la demora sería nula. Este es el efecto que pretende tomar el factor de progresión.

La demora incremental se calcula con una expresión de dos términos, el primero es negativo para grados de saturación menores que uno y positivo en caso contrario, el segundo es siempre positivo. Como consecuencia para una relación flujo capacidad menor que uno ambos términos se contrarrestan entre sí determinando valores pequeños de demora incremental. El impacto comienza a ser considerable para grados de saturación del orden de 0,95, pero cuando se supera la unidad (demanda mayor que oferta) ambos términos suman y la demora crece muy rápidamente.

En principio la teoría plantea que no hay cola inicial. Cuando existe demanda insatisfecha al final del periodo de análisis es probable que se arrastre cola al periodo siguiente generando una demora adicional.



## **2.8. Determinación del nivel de servicio**

Los distintos valores de demora se traducen en distintos niveles de servicio. Los niveles de servicio indican el grado de aceptación por parte de los automovilistas de las demoras en una intersección semaforizada. Puede también indicar una operación inaceptable para un grupo de carriles.

## **3. TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN**

Según la bibliografía revisada las metodologías actualmente utilizadas para analizar la capacidad y el nivel de servicio en Australia (Akcelik 1982), Canada (Teply, S., et al. 1995), Gran Bretaña (Kimber, R. M., et al. 1986), Suecia (Petersen and Imre 1977), Taiwan (Institute of Transportation 2001), y los Estados Unidos (Transportation Research Board 2010), están basados en la tasa de flujo de saturación.

Formalmente fue Webster en el año 1958 quien introdujo el concepto de Tasa de Flujo de saturación como el flujo que se obtendría si teniendo una fila de infinitos vehículos en el acceso de una intersección se le diera verde constante, de manera tal de tener una circulación sin interrupciones durante una hora.

Oliveira Neto (2003) destaca que tanto el HCM(2000), el TRL (Binning e Crabtree, 2000) y el ARRB (Akçelik, 1993) definen la tasa de saturación como una tasa máxima de descarga, ya sea durante el tiempo de verde o mientras exista cola. Una definición más detallada fue dada por May (1990), definiéndola como la tasa horaria de flujo con la cual los vehículos atraviesan un acceso en condiciones de tránsito constantes, asumiendo un verde infinito y sin tiempo perdido.

Cardoso (2003) explica que Robertson et al (1994) definen la tasa de saturación como la máxima cantidad de vehículos que pueden pasar por una sección de vía determinada en un determinado intervalo de tiempo. Estos autores concluyen que esta tasa determina la productividad de utilización de un carril de tránsito dado.

En todos los casos y muy especialmente en la definición propuesta por May, están presentes las condiciones locales ya que la tasa horaria de paso de los vehículos va a depender tanto de la capacidad de aceleración de los mismos, como de las características de los conductores, los menos arriesgados tienden a dejar mayores espacios entre vehículos, mientras que aquellos más agresivos circulan muy cerca del vehículo anterior, generando de esta manera bajas tasas de saturación en el primer caso y mayores en el segundo, o sea en relación inversamente proporcional a los intervalos entre vehículos.

Por las razones expuestas anteriormente es evidente que la tasa de flujo de saturación está ampliamente influenciada por las condiciones locales y que algunos de los factores que modifican la tasa ideal tienen especial importancia para el cálculo de la demora en una intersección semaforizada. Esto llevó a poner especial cuidado en el estudio de algunos de

los factores modificantes. También son importantes algunos elementos como el verde efectivo y el factor de progresión.

A continuación se explicitan algunos de los estudios realizados a fin de encontrar el comportamiento de los distintos factores frente a condiciones locales.

## **4. ESTUDIOS REALIZADOS EN CONDICIONES LOCALES**

### ***4.1. Factor de ajuste por tipo de área***

El manual de capacidad HCM 2010 modifica la tasa de flujo ideal por un factor que tiene en cuenta el área en la cual está ubicada la intersección analizada. Este factor tiene en cuenta la ineficiencia demostrada por las intersecciones en el área central en comparación con otras ubicaciones. Este factor se considera adecuado para aquellas zonas que muestran características de áreas centrales tales como carriles angostos, frecuentes maniobras de estacionamiento, bloqueos de vehículos, alta actividad de taxis y ómnibus, alta actividad peatonal con una gran densidad poblacional. Recomienda que este factor sea utilizado en áreas donde la geometría, el tránsito y el flujo peatonal sea tal que los intervalos entre vehículos resulten significativamente disminuidos.

Con la finalidad de verificar la influencia de este factor en las distintas áreas de la ciudad se relevaron las tasas de flujo de saturación en numerosas intersecciones, tanto en la zona céntrica como en zonas periféricas de la ciudad, para los carriles que sirven al tránsito pasante, con presencia de automóviles solamente, es decir se descartaron aquellos ciclos en los que se hubiera detectado la circulación de vehículos pesados.

El análisis de los flujos de saturación en el centro permitió observar que en las avenidas con buena coordinación semafórica y relativamente baja fricción lateral, el promedio de los flujos de saturación medidos para los carriles pasantes eran del orden de 1900 autos/h, sensiblemente diferentes a los de las otras calles céntricas más afectadas por la actividad del entorno, para las cuales los valores medios oscilaron en los 1600 autos/hora.

Fuera del centro se contaba solamente con datos correspondientes a avenidas, con valores promedio de flujos de saturación, en principio muy similares a los de avenidas del centro.

Con la finalidad de detectar si las diferencias o similitudes se debían sólo al azar se realizaron test de hipótesis sobre las medias, reagrupando las intersecciones de la siguiente manera: calles del centro, avenidas del centro y avenidas fuera del centro. La tabla N° 2 reporta los resultados encontrados.

	Calles del centro	Avenidas del centro	Avenidas fuera del centro	Avenidas del centro
Media	1595	1997	1992	1997
Observaciones	112	31	36	31
Estadístico t	8,94		0,93	
Valor crítico de t	1,97		2	
Hipótesis nula	Rechazar		No se puede rechazar	

Tabla N° 2. Test de hipótesis sobre las medias

En las avenidas céntricas se encontró un promedio de 1997 veh/hora, valor similar al encontrado para las intersecciones ubicadas fuera del centro (1992 veh/hora). Los test realizados no permitieron rechazar la hipótesis nula. Por lo que puede suponerse que la igualdad entre las medias no se debe al azar.

Por su parte las avenidas del centro presentan un flujo de saturación (1997 veh/hora) que resulta significativamente superior al de las calles del centro (1595 veh/hora). En este caso el factor de reducción resultante para las calles es del orden de 0,80.

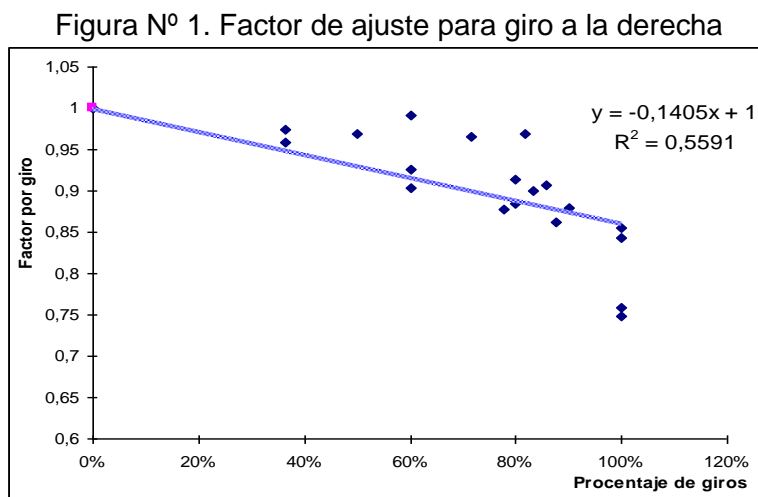
Se verifica así que el factor de ajuste por tipo de área debe ser aplicado priorizando el entorno y la velocidad de operación de la calle en cuestión por sobre la ubicación en la ciudad (p. ej. área central o periferia). Como lo consigna el HCM2010, lo que produce el incremento de los intervalos medios y por consiguiente la reducción del flujo de saturación son las condiciones prevalecientes de geometría, tránsito y entorno por sobre la ubicación en la ciudad. Los accesos con mayor velocidad de operación tienden a presentar flujos de saturación mayores.

#### **4.2. Factor de ajuste por giro a la derecha**

El HCM2010 corrige la tasa de flujo de saturación por la existencia de vehículos girando a la derecha. Este factor refleja la disminución en la velocidad necesaria para poder hacer el giro, la que influye directamente en los intervalos entre vehículos. A mayor porcentaje de maniobras de giro el flujo de saturación real tiende a disminuir.

El procedimiento de medición para detectar la influencia de los giros a la derecha en la tasa de saturación consistió en el registro por medio video grabaciones del funcionamiento del carril adyacente a la vereda en intersecciones que presentaban el movimiento en análisis. Dado que se pretendía estudiar los giros libres de cualquier otra interferencia se eliminaron los flujos de saturación influenciados por peatones o por la presencia de vehículos pesados. Se midieron los intervalos entre vehículos que estuvieron en cola durante el tiempo de rojo. Se determinaron ecuaciones por regresión lineal relacionando los intervalos medios con los porcentajes de giro de manera tal de encontrar el intervalo medio correspondiente al 0% de giros. Posteriormente con la relación entre este intervalo medio sin giros y los intervalos medidos para cada porcentaje de giro se realizó una nueva regresión que representa el

factor de corrección en función de los vehículos que giran. El Gráfico N° 5 muestra la relación encontrada.



Puede advertirse que el factor de corrección se obtendría restando de la unidad un coeficiente del orden de 0,14 multiplicado por el porcentaje de giros. En consecuencia, para el 100% de giros se obtendría un factor de 0,86.

En tal situación el HCM2000 recomienda 0,85 para carriles exclusivos. Por consiguiente el factor de corrección encontrado resulta muy similar al recomendado.

Por su parte el HCM2010 propone la siguiente ecuación para carril exclusivo con giros protegidos.

$$f_{dg} = \frac{1}{E_d}$$

Donde:  
 $f_{dg}$  es el factor de ajuste por giro a la derecha para carriles no compartidos  
 $E_d$  es el número equivalente de autos pasantes para los vehículos que giran a la derecha, el que es igual a 1.18.

Por lo tanto para carriles donde los movimientos son sólo de giro el factor de ajuste es igual a 0,85 (coincidiendo con el HCM2000) y con una pequeña diferencia con el valor hallado en campaña.

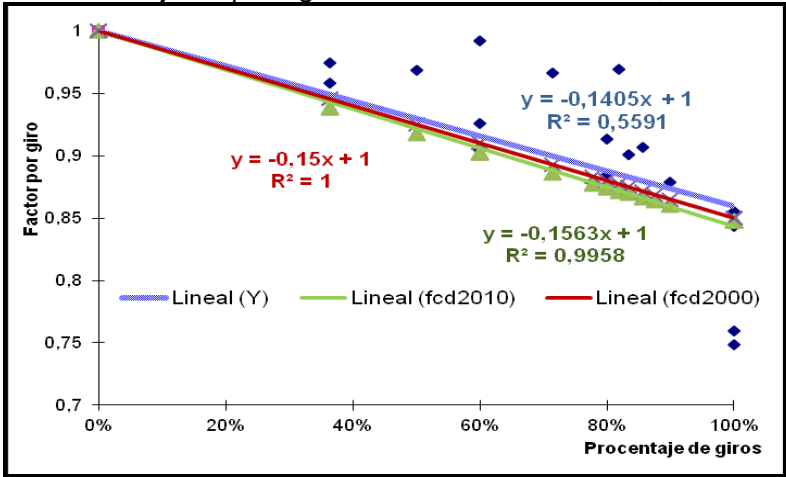
Ahora bien, si los carriles son compartidos con movimientos pasantes, entonces el manual del 2010 propone utilizar la siguiente ecuación:

$$f_{cd} = \frac{1}{1 + P_{gd} \left( \frac{E_d}{f_{pbd}} - 1 \right)}$$

Donde:  
 $P_{gd}$  es la proporción de vehículos que giran a la derecha  
 $f_{pbd}$  es el factor de ajuste por peatones y bicicletas interfiriendo con los vehículos que giran a la derecha

Se estudió la variación de esta función con la proporción de giros, considerando que no hay interferencia con peatones y bicicletas. Se graficó la línea de regresión lineal resultante de aplicar el HCM2010, conjuntamente con la curva encontrada aplicando el HCM2000 y la obtenida con las observaciones de campo (ver Figura N° 2). Las diferencias encontradas son de poca relevancia, de entre el 0.6% y el 1,8%, lo que lleva a pensar que los resultados serán similares independientemente de la metodología que se utilice y que las funciones de ambos Manuales aplican adecuadamente para la ciudad de Córdoba.

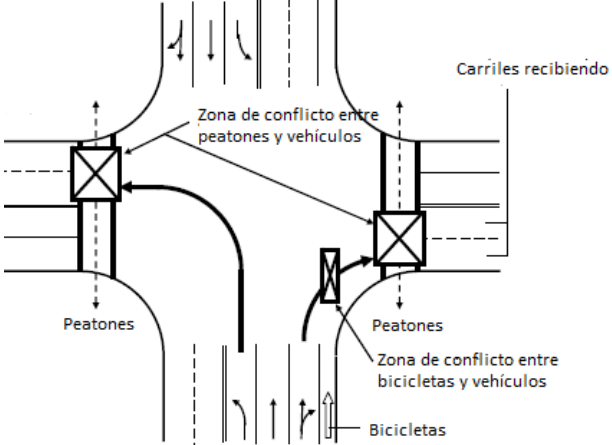
Figura N° 2. Factor de ajuste para giro a la derecha HCM2010, HCM2000 y medido.



**4.3. Influencia de la presencia de peatones**

El HCM2010 tiene en cuenta la influencia de los peatones en las intersecciones semaforizadas afectando la tasa de flujo de saturación por un factor de corrección. La interrelación peatón-vehículo ocurre porque ambos deben compartir una fase de la señal utilizando el mismo espacio, llamado zona de conflicto, cuando los peatones cruzan por la senda peatonal y los vehículos deben realizar un giro (Ver Figura N° 3).

Figura N° 3: Zona de conflicto peatón-vehículo.



En el caso particular del giro a la derecha el factor utilizado ( $f_{pbd}$ ), si no se presentan movimientos protegidos, el manual del 2000 considera la ocupación remanente de la zona de conflicto que los peatones dejan a los vehículos ( $A_{pbT}$ ) y el porcentaje de vehículos girando en la intersección ( $P_{gd}$ ).

$$f_{pbd(2000)} = 1.0 - P_{gd} (1 - A_{pbT})$$

Si el carril es exclusivo ( $P_{gd} = 1$ ) y resulta  $f_{pbd(2010)} = A_{pbT}$

Esta es la formulación adoptada por el HCM2010, ya que para los carriles compartidos incluye la corrección en conjunto con los giros, según ha sido expuesto en el apartado anterior.

El factor de ajuste para movimientos de giro ( $A_{pbT}$ ) que refleja la ocupación restante para los vehículos que giran, está directamente relacionado con la ocupación de la zona de conflicto por parte de los peatones al cruzar la calle y varía según que la cantidad de carriles que recibe sea igual al número de carriles de giro en cuyo caso la ecuación es:

$$A_{pbT} = 1 - OCCr$$

O si el número de carriles que recibe es mayor al de los carriles de giro de los vehículos:

$$A_{pbT} = 1 - 0.6 * OCCr$$

En este último caso disminuye la incidencia de la ocupación de la zona de conflicto sobre la tasa de saturación, dado que los conductores pueden rodear a los peatones y realizar la maniobra de giro en menor tiempo.

Está claro, entonces, que el factor fundamental a definir es la ocupación relevante ( $OCCr$ ), factor que tiene en cuenta la ocupación de la zona de conflicto por parte de los peatones y el conflicto entre bicicletas que continúan su marcha con los vehículos que giran. En ausencia de bicicletas la ocupación relevante ( $OCCr$ ) es igual a la ocupación de los peatones ( $OCCpedg$ ).

Esta ocupación de la zona de conflicto en el tiempo de verde de la señal ( $OCCpedg$ ) es calculada por el Manual de Capacidad por medio de dos ecuaciones lineales que son función de la tasa de flujo de peatones por hora de verde ( $V_{pedg}$ ).

$$OCC_{pedg} = V_{pedg} / 2000$$

Si la tasa de flujo de peatones por hora de verde es menor a 1000 peatones y

$$OCC_{pedg} = 0.4 + V_{pedg} / 10000$$

Si la tasa de flujo peatonal por hora de verde está comprendida entre 1000 y 5000 peatones.

Este factor (OCCpedg) está directamente relacionado con el comportamiento de los usuarios de la vía, tanto peatones como conductores de vehículos.

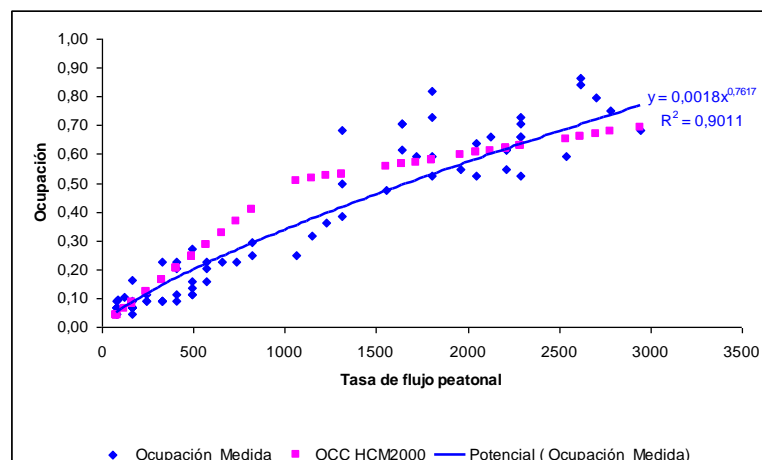
Para detectar la influencia que los peatones tienen en las intersecciones semaforizadas se optó por estudiar la ocupación que ellos hacen de la zona de conflicto, es decir de aquella zona en la que ambos, peatones y vehículos que giran, desean ocupar en el mismo tiempo, el tiempo de verde asignado por la señal. Si las normas de tránsito se cumplieran los peatones deberían tener prioridad, con lo cual su cruce sería seguro y rápido, pero como esto no es así, el vehículo no cede el paso al peatón, aún cuando éste ya se encuentre atravesando la calle, es entonces el peatón quien debe adecuarse al paso de los vehículos, siendo en muchas oportunidades éste quien rodea al vehículo girando.

Se realizaron filmaciones en días hábiles de la semana en el horario pico del mediodía de 11:30 a 13:30 horas en intersecciones del área central con una fuerte presencia de peatones. Las video filmaciones permitieron medir el porcentaje de tiempo en que la zona de conflicto se encontraba ocupada por peatones. Se eligieron intersecciones en las que la cantidad de carriles de giro del acceso fueran iguales a los carriles que reciben y sin presencia de movimientos protegidos.

Este trabajo se realizó por ciclo, teniendo en cuenta la cantidad de peatones que atravesaban dicha zona y el tiempo de permanencia en la misma. Para contrastar los resultados locales con los reportados por el manual, se llevaron los peatones por ciclo a tasa de flujo peatonal por hora de verde y se calculó la ocupación con el procedimiento mencionado.

Se realizaron regresiones lineales a fin de encontrar la expresión que refleja mejor la realidad. De todas las funciones ensayadas la que mejor ajustó fue la potencial con un  $R^2$  de 0.9011. La figura N°4 muestra los resultados encontrados, contrastando con los valores obtenidos con el Manual de Capacidad.

Figura N° 4: Relación ocupación -flujo peatonal, medida, calculada y tendencia.



Puede advertirse que para tasas de flujo peatonal bajas (menores a 1500 peatones en verde) el procedimiento del HCM sobreestima la ocupación, en cambio para tasas de flujo peatonal mayores tiende a producirse el efecto contrario.

#### **4.4. Influencia de 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. Dado que se pretendía estudiar sólo el efecto de los vehículos pesados, se descartaron aquellos ciclos que no reproducían condiciones ideales para los otros parámetros distintos del analizado, como por ejemplo, cuando se producían interferencias debidas a colectivos que se detenían en el carril derecho, o cuando en el mismo carril se realizaban giros a la derecha que influían en los intervalos de saturación. Por otro lado tampoco se consideraron válidos los ciclos en los que las colas tenían una longitud inferior a 8 vehículos, ya que la metodología de cálculo así lo aconseja. En definitiva, se descartaron 41 ciclos con lo que el total de ciclos analizados fue de 119. De ellos 78 corresponden al carril de la izquierda o carril pasante y 41 al carril de la derecha. Estos 119 ciclos útiles, significaban 1460 intervalos para análisis

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 N°3: Intervalos ideales

Debido a la diferencia encontrada entre el carril derecho y izquierdo, se verificó si dichas diferencia se debían o no al azar, para ello se realizaron test de hipótesis sobre la igualdad de las varianzas con la finalidad de determinar el test apropiado para las medias. El test F para varianzas no permitió rechazar la hipótesis de igualdad entre las mismas y por consiguiente se aplicó un test para varianzas iguales en el estudio de los intervalos medios. Los valores del estadístico y del valor crítico no permiten aceptar la hipótesis de igualdad entre los intervalos medios, por lo que debe inferirse que las diferencias encontradas no son



fruto del azar. La Tabla N° 4 muestra los resultados de los tests de hipótesis realizados. 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 (tema ya tratado en el factor por tipo de área).

	Intervalo medio	Varianza	F	t
Carril derecho	2,029	0,044	1,8141	1,99897
Carril izquierdo	1,876	0,027		
Estadístico			1,62878	3,23934
Hipótesis nula			No rechazar	Rechazar

Tabla N° 4: Test de Hipótesis

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. Las **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** N° 5 y 6 reportan las ecuaciones de regresión encontradas para los carriles derecho e izquierdo respectivamente.

Figura N° 5: Intervalo vs. porcentaje de pesados para el carril derecho

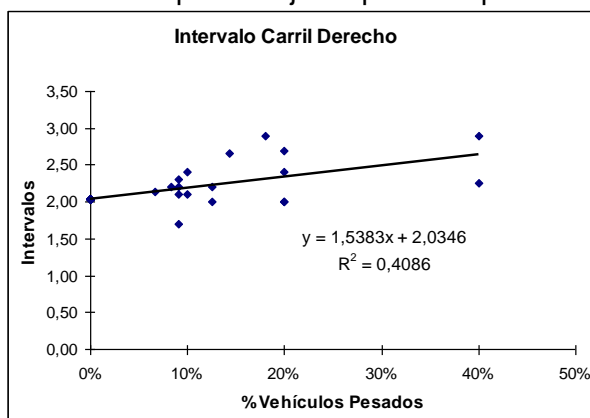
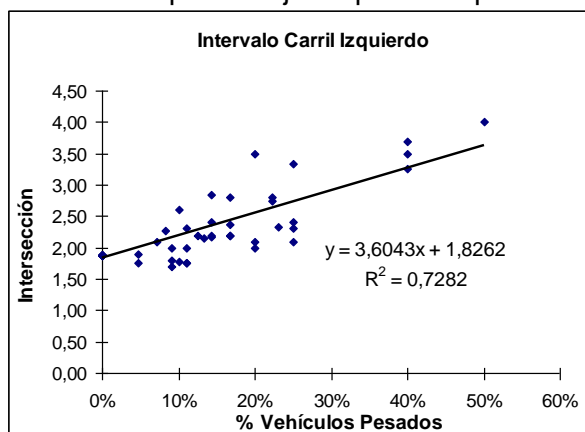
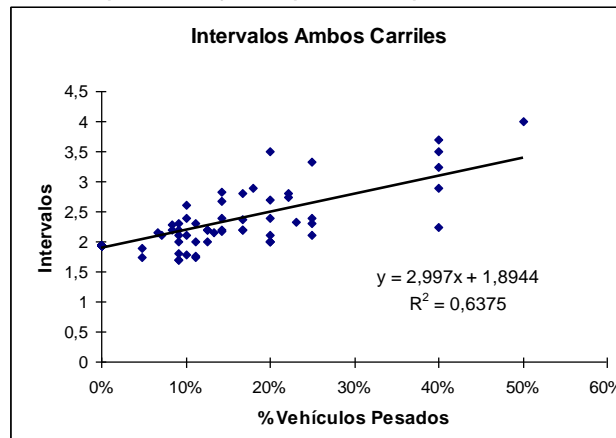


Figura N° 6: Intervalo vs. porcentaje de pesados para el carril izquierdo



La misma información considerando los carriles en forma conjunta es presentada en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.Nº 7.**

Figura Nº 7: Intervalo vs. porcentaje de pesados para los carriles en forma conjunta



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. La Tabla Nº 5 resume los resultados.

Carril		Coefficientes	Error típico	F	Valor crítico de F	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Derecho				26,950113	6,8358E-06				
	Intercepción	2,035	0,0367			55,4591674	1,024E-38	1,9604375	2,10885144
	Variable X 1	1,538	0,2963			5,19134983	6,8358E-06	0,93891932	2,13762427
Izquierda				203,65967	3,3566E-23				
	Intercepción	1,826	0,0360			50,6595017	2,5197E-60	1,75435762	1,89794759
	Variable X 1	3,604	0,2526			14,270938	3,3566E-23	3,10130342	4,10735399
Ambos				205,756599	1,5216E-27				
	Intercepción	1,894	0,0285			66,420001	9,7139E-95	1,83789506	1,95086465
	Variable X 1	2,997	0,2089			14,3442183	1,5216E-27	2,5832578	3,41083809

Tabla Nº 5: Estadísticos de las regresiones lineales

En todas las regresiones el valor estadístico de F es superior al valor crítico de F por lo que puede colegirse que es extremadamente improbable que un valor F tan elevado se produzca por casualidad. En definitiva, se puede inferir que es poco probable que la relación entre variables dependientes e independientes se deba al azar.

Por otro lado los valores de t reportados muestran también que las variables utilizadas son suficientemente útiles para representar el problema. Además, la probabilidad de que el intercepto y las variables difirieran mucho de los valores encontrados es extremadamente pequeña.

Lo anterior permite asegurar que las ecuaciones encontradas reflejan la situación local con respecto a la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular.

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, encontrándose los valores que se reportan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** 6

Carril	Tasa de flujo de
Derecho	1769
Izquierdo	1971
Ambos	1900

Tabla N° 6: Tasa de saturación ideal estimada

Además, con base en las ecuaciones anteriores se estimaron los equivalentes de vehículos pesados diferenciados por carril obteniendo los valores que se reportan en la Tabla N° 7.

Carril	$E_t$
Derecho	1,756
Izquierdo	2,974
Ambos	2,582

Tabla N° 7: 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.

#### **4.5. Influencia del transporte público urbano.**

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. Especialmente en 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.

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 y un tiempo de bloqueo en verde, 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 N° 8 muestra los tiempos de bloqueo en verde obtenidos con la base original y con la base modificada.

	ANTES		MODIFICADA	
	Tiempo de servicio total	Tiempo de servicio en verde (tbb)	Tiempo de servicio total	Tiempo de servicio en verde (tbb)
Media	28,29	19,97	26,87	19,02
Desviación estándar	19,18	11,17	17,54	11,53
Tamaño de la muestra	111	111	111	111

Tabla N° 8: Tiempos de servicio en verde y total para las dos bases de datos.

Los resultados encontrados muestran poca diferencia entre ambas medias. Por otro lado 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.

#### **4.6. Verde efectivo**

El tiempo de verde efectivo interviene con gran importancia tanto en la demora de control uniforme ( $d_1$ ), como en la demora incremental ( $d_2$ ). En el primero a través de la relación  $g/C$  y en el segundo mediante el grado de saturación (relación  $V/c$ ) donde influye decisivamente en la determinación de la capacidad.

El verde efectivo es la porción del ciclo durante la cual el acceso en cuestión está siendo efectivamente empleado por el tránsito, se calcula como el tiempo de verde de la señal menos el tiempo perdido en el arranque (generalmente por los dos primeros vehículos de la cola, tiempo de percepción y reacción) más el tiempo empleado del amarillo (parte del amarillo usado para pasar).

Según las características de los conductores serán tiempos perdidos en el arranque y extensiones de amarillo. Los conductores agresivos minimizan la pérdida de arranque y maximizan la extensión de amarillo (aumentando por consiguiente el verde efectivo), mientras que los conductores conservadores proceden a la inversa.

Las experiencias realizadas por este grupo de trabajo en investigaciones anteriores y también con los datos ahora relevados indican que la situación en Argentina difiere de manera importante. En términos generales los conductores son más agresivos. Además se

ha detectado que el comportamiento no es uniforme sino que cambia del acceso principal al secundario.

Se estudiaron numerosas intersecciones variando los datos de ingreso de manera tal que permitieran comparar los resultados de la aplicación de la metodología del HCM sin modificaciones con los cambios propuestos por el grupo de trabajo.

El volumen, porcentajes de pesados, número y ancho de carriles y longitud del ciclo permanecieron invariables e iguales a los relevados, mientras que el tipo de arribo, volumen del carril más cargado y verde efectivo variaban para reflejar las distintas situaciones planteadas.

Los mejores ajustes de la demora calculada con la medida en campaña, correspondieron a la situación en que se computaba la relación de pelotón y se empleaba para el verde efectivo de la avenida el de la señal más dos segundos y para el de la secundaria el de la señal.

El HCM2010 recomienda 2 segundos para el tiempo perdido en el arranque y también 2 segundos para la extensión del amarillo, de esta manera el verde de la señal coincide con el verde efectivo.

## **5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El flujo de saturación y el verde efectivo permiten calcular la capacidad (oferta) de un grupo de carriles. La relación flujo sobre capacidad (grado de saturación, relación demanda / oferta) permite estimar la demora y consecuentemente el nivel de servicio. Si el grado de saturación es mayor a uno el grupo de carriles bajo análisis se encuentra sobre saturado, con altas demoras y muy mal nivel de servicio.

Dado que el flujo (demanda) puede medirse con facilidad directamente en campo, el tema de estimar adecuadamente la operación pasa por calcular correctamente la capacidad, es decir el flujo de saturación y el verde efectivo.

Las mediciones en condiciones locales (ciudad de Córdoba) han mostrado tasas de flujo de saturación en condiciones ideales, variando desde 1600 a 2000 automóviles por hora por carril.

Las tasas más altas se presentan en avenidas y en carriles izquierdos donde la velocidad de circulación es mayor. Las tasas más bajas se presentan en calles del área central y en carriles derechos donde la influencia del entorno es mayor y la velocidad de circulación es menor.

Como valor representativo se recomienda emplear el valor de 1900 automóviles por hora por carril como flujo de saturación en condiciones ideales para avenidas y calles con velocidades de operación superiores a los 40 Km/h. Para calles con velocidades de operación menores se recomienda emplear un factor de reducción entre 0,95 y 0,85. Valores

menores a medida que disminuye la velocidad de operación y aumenta la influencia del entorno.

En base a numerosos datos obtenidos se ha realizado una primera caracterización de las condiciones de operación de la interrelación peatón-vehículo en giros a la derecha. Se ha observado que, para flujos menores a 1500 peatones por hora de verde, la falta de respeto de la norma lleva a los peatones a realizar el cruce en menores tiempos, lo que se traduce en una menor ocupación de la zona de conflicto, por lo que los vehículos que giran sufren demoras inferiores a las reportadas con la metodología del HCM2000. Para flujos mayores la actividad peatonal es tan alta en la intersección, que los conductores tienden naturalmente a respetarla y por lo tanto las ocupaciones resultan similares.

A fin de representar mejor la realidad local se aconseja utilizar, para flujos menores a 1500 peatones por hora de verde, la ecuación potencial encontrada para el cálculo de la ocupación y posterior influencia de los peatones en los giros vehiculares.

$$OCC_{pedg} = 0.0018V_{pedg}^{0.7617}$$

Con respecto al factor de corrección por presencia de vehículos pesados, se recomienda, para grupos de carriles donde además de ómnibus se presenten camiones, emplear un coeficiente de equivalencia de 2,5 automóviles por cada vehículo pesado. Para el caso de que se presenten solamente ómnibus aplicar el coeficiente de equivalencia del HCM2010 de 2 automóviles por cada vehículo pesado.

En lo referente al factor de corrección por paradas del transporte público urbano, se recomienda considerar solamente las paradas 75 m anteriores a la intersección.

Para el caso de paradas con importante cantidad de ascensos y descensos, típicas del área central, se recomienda aplicar un factor de corrección que considera un tiempo de bloqueo durante el verde de 20 segundos, con un límite de 180 maniobras por hora.

En cambio para el caso de paradas con pequeña cantidad de ascensos y descensos, típicas del área periférica, se recomienda aplicar un factor de corrección que considera un tiempo de bloqueo durante el verde de 10 segundos, con un límite de 360 maniobras por hora.

Para factores de corrección por ancho de carril, pendiente, estacionamiento, utilización de carriles, giros a la derecha y giros a la izquierda no se proponen modificaciones a los valores sugeridos por el HCM2010.

Para calcular el verde efectivo, se recomienda adicionar 2 segundos al verde de la señal para avenidas y 0 segundos al verde de la señal para calles o accesos desde ingresos de menor jerarquía.

Si el término de demora preponderante es  $d_1$  (demora uniforme) debe prestarse especial atención a la correcta determinación del factor de progresión. En cambio si el término de

demora preponderante es  $d_2$  (demora incremental) debe prestarse especial atención a la determinación del flujo de saturación y del verde efectivo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Akcelik & Associates Pty Ltd (2000) *AaSIDRA User Guide*

Galarraga J., M. Herz, L. Albrieu, V. Depiante (2008) *Factores de Corrección para Aplicar Sobre la Tasa de Flujo de Saturación en Condiciones Ideales*.

Galarraga J., M. Herz, L. Albrieu, V. Depiante (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.

Layton, Robert D. (1996) “*Use of Volume/Capacity Ratio Versus Delay for Planning and Design Decisions for Signalized Intersections*”, Oregon State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering Corvallis.-

Luttinen, R., and Nevala, R. (2002), *Capacity and Level of Service of Finnish Signalized Intersections*, Finnra Reports 25/2002.

Milazzo, J.S, II , Roupail, N.M., Hummer, and Allen, D.P.,(1998), *Effect of pedestrians on Capacity of Signalized Intersections*, in Transportation Research Record 1646, TRB, National Research Council, Washington, D.C.

Moraes de Oliveira Neto F, dos Santos de Luna M, Grangeiro Loureiro C (2003), “*Variação do Fluxo de Saturação por Tipo de Faixa E Períodos de Pico em Interseções Semaforizadas de Fortaleza*” Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes – PETRAN Universidade Federal do Ceará – UFC. Brasil.

Tepley, S., Allingham, D.I, Richardson, D. B, Stephenson, D.B. . (2006). *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersection*. Institute of Transportation Engineers. District 7 Canada. Editor J. W. Gough. 3th Edition

Transportation Research Board (2000), *Highway Capacity Manual 2000*, National Research Council, Washington D.C

Transportation Research Board (2010), *Highway Capacity Manual 2000*, National Research Council, Washington D.C