

REDEFINICION DE LOS PARAMETROS DE CAPACIDAD DE UNA INTERSECCION SEMAFORIZADA BAJO CONDICIONES DE TRAFICO MIXTO

Jaime Gibson

Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil

Casilla 228-3, Santiago, Chile

Fax: (+56-2) 671 2799, E-mail: jgibson@cec.uchile.cl

Germán Bartel y Juan Enrique Coeymans

Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería de Transporte

Vicuña Mackenna 4860, Santiago, Chile

Fax: (+56-2) 686 5850, E-mail: gbartel@ing.puc.cl, jec@ing.puc.cl

RESUMEN

En un artículo complementario se ha presentado una nueva especificación del modelo que representa el proceso de descarga en una intersección semafORIZADA y la estimación de sus coeficientes. El método para determinar capacidades en tales intersecciones hace uso de parámetros vinculados a dichos coeficientes. En este trabajo se presentan las modificaciones del método derivadas de la nueva especificación. Sólo se trata el caso de pistas en que no hay virajes.

Son desarrolladas nuevas fórmulas para el flujo de saturación básico y los factores de equivalencia. Aparece un factor de equivalencia nuevo, que se aplica a los automóviles directos cuando comparten pista con vehículos pesados (buses o camiones). Todos estos parámetros tienen valores dependientes de la posición de la pista (derecha, izquierda o central) y del período del día. También se entregan valores para el factor de ancho de la pista y los retardos inicial y final.

Se presenta una validación del procedimiento desarrollado, que indica un error de predicción muy bajo, en un rango $\pm 2\%$. Los valores de los parámetros encontrados tienen diferencias significativas con los actualmente en uso, cuyas consecuencias son discutidas.

1. INTRODUCCION

La capacidad de accesos a intersecciones semafORIZADAS se determina usualmente a partir de valores de parámetros obtenidos mediante el método de regresión sincrónica. En un artículo complementario (Bartel *et al*, 1997) se ha presentado una nueva especificación del modelo pertinente, que incorpora varios fenómenos hasta ahora no integrados en trabajos previos en el país o no reconocidos formalmente en ningún lugar.

El propósito de este trabajo es desarrollar las consecuencias que derivan de la nueva especificación desde el punto de vista de los parámetros considerados en la estimación de capacidad. Esto comprende la redefinición de la unidad de referencia y la reformulación del procedimiento para calcular otros parámetros. Sólo se considera aquí pistas con vehículos que siguen directo. El caso de pistas con virajes se tratará en una publicación posterior.

En el capítulo 2 se describe la formulación convencional empleada para determinar la capacidad en intersecciones semaforizadas y los cambios a introducir en definiciones. El capítulo 3 se destina a presentar el nuevo procedimiento para determinar el flujo de saturación básico. Los capítulos 4 y 5 contienen los procedimientos reformulados para los factores de equivalencia y los retardos inicial y final, respectivamente. Una validación del método reformulado se presenta en el capítulo 6, seguida de los comentarios finales.

2. DEFINICIONES BASICAS

La capacidad de una pista controlada por semáforo está dada por:

$$Q = s \cdot \frac{v_e}{c} \text{ [veh/h]} \quad (2.1)$$

donde:

s = flujo de saturación de la pista (veh/h)

v_e = verde efectivo para la pista (s)

c = tiempo de ciclo (s).

El verde efectivo está ligado al de semáforo (v) a través de:

$$v_e = v + \lambda_2 - \lambda_1 \quad (2.2)$$

donde λ_1 y λ_2 representan el retardo inicial y final, respectivamente (en segundos).

Donde hay tráfico mixto, se define una unidad de referencia. La tradicional es el automóvil que sigue directo, designada por ADE. Su tasa característica de descarga se denomina flujo de saturación básico (s_b) que está en unidades de ADE/h. Las otras clases de vehículos se convierten mediante factores de equivalencia, determinados por el cociente entre el intervalo característico de descarga de la clase pertinente y el de la unidad de referencia (Kimber *et al*, 1985). Así, el flujo de saturación para una corriente mixta en la pista se obtiene mediante:

$$s = s_b \frac{\sum_i q_i}{\sum_i f_i \cdot q_i} \text{ [veh/h]} \quad (2.3)$$

donde:

q_i : flujo de la clase i de vehículos en la pista (veh/h)

f_i : factor de equivalencia de la clase i (ADE/veh).

En este trabajo, las clases de vehículos sólo se refieren a tipos de ellos pues se analiza un movimiento: el directo. Usualmente, se agregan factores que corrigen el flujo de saturación básico por efecto de factores geométricos (ancho y pendiente de la pista) o ambientales (estado de la carpeta de rodado, clima, hora del día).

Los resultados encontrados en esta investigación tienen repercusiones sobre variables contenidas en las ecuaciones (2.2) y (2.3) en cuanto a:

- redefinición de la unidad de referencia, pues el intervalo del auto directo varía con la composición del tráfico;
- identificación de factores ligados con el ancho de pista y la hora del día, que se aplican a ciertas pistas o determinados tipos de vehículo;
- reformulación de factores de equivalencia, por el cambio de unidad de referencia y por especificidades de los intervalos de descarga de ésta y de otros vehículos según el tipo de pista;
- nuevas estimaciones de los retardos inicial y final.

El tema más sustantivo es precisar la unidad de referencia. Es necesario definirla como un **auto directo en una pista en que sólo hay autos directos**. Este es el nuevo alcance que tiene el ADE. Luego, hay que diferenciar el auto directo en pistas con tráfico mixto (ADM) como una clase adicional de vehículo, con su propio factor de equivalencia.

Las otras repercusiones son abordadas en los capítulos siguientes.

3. FLUJO DE SATURACION BASICO

Esta variable corresponderá ahora a una pista sólo con autos directos y está dada por el inverso del intervalo característico de descarga de los autos directos en una pista tal. Según el modelo estimado por Bartel *et al* (1997), la expresión de este intervalo es:

$$h_b = [1 - 0,057 (A - 3,0) D_{PE}] (1,682 + 0,181 D_{PD} + 0,126 D_{PI} - 0,111 D_{PMed}) \quad (3.1)$$

donde:

h_b = intervalo de descarga básico (s)

A = ancho de pista (m)

$$D_{PE} = D_{PD} + D_{PI}$$

D_{PD} = 1, si el vehículo circula por pista derecha
0, en otro caso

D_{PI} = 1, si el vehículo circula por pista izquierda
0, en otro caso

D_{PMed} = 1, si es punta mañana
0, en otro caso.

Esta formulación puede traducirse como el producto de un factor de ancho (f_a) y del flujo de saturación básico, dados por las siguientes expresiones que incorporan aproximaciones simplificadoras:

$$f_a = 1 + 0,058 (A - 3,0) D_{PE} \quad (3.2)$$

$$s_b = 2.141 - 208 D_{PD} - 149 D_{PI} + 151 D_{PMed} - 29 D_{PD} D_{PMed} - 22 D_{PE} D_{PMed} \quad (3.3)$$

El valor de s_b dependerá entonces de la pista y del período de que se trate. La Tabla 3.1 muestra los diferentes valores posibles.

Tabla 3.1
Familia de Valores para el Flujo de Saturación Básico (ADE/h)

Período	Pista Derecha	Pista Izquierda	Pista Central
Punta Mañana	2.055	2.121	2.292
Otro	1.933	1.992	2.141

Estos valores son notoriamente más altos que los que se han venido empleando en el país. Sin embargo, son cercanos a algunas estimaciones puntuales que se habían hecho en Costanera y las pistas "sólo auto" de la Alameda. Estas se interpretaban como casos excepcionales pero, a la luz de esta investigación, lo excepcional es que son vías en que hay pistas centrales y no tienen buses.

Otro fenómeno que encuentra ahora una mejor explicación es que en lugares con similar flujo en las puntas de la mañana y de la tarde, hay más congestión en este último período. Es que s_b es del orden de un 6% mayor en la mañana.

4. FACTORES DE EQUIVALENCIA

Manteniendo la definición conceptual, que no hay razón para cambiar, estos factores estarán ahora referidos al nuevo ADE. Este experimento sólo provee información para determinar dos de ellos: el de bus directo y el de auto directo mezclado (en pista de uso mixto), que es una novedad.

4.1. Factor para auto directo mezclado (ADM)

De acuerdo con los resultados obtenidos, el valor de este factor está en función de la proporción de buses en el flujo de la pista. La expresión para calcularlo es:

$$f_{ADM} = \frac{h_{ADM}}{h_b} \quad (4.1)$$

$$h_{ADM} = [1 - 0,058(A - 3,0) D_{PE}] \left(1,676 + 0,181 D_{PD} + 0,126 D_{PI} - 0,111 D_{PMd} + \frac{0,2161}{1 + 34 \exp(-20,609 TP)} \right) \quad (4.2)$$

$$TP = \frac{q_{PD}}{q_{AD} + q_{PD}} \quad (4.3)$$

donde h_b está dado por la ec. (3.1) y

q_{PD} = flujo de vehículos pesados directos en la pista (veh/h)

q_{AD} = flujo de autos directos en la pista (veh/h).

Con simplificaciones mínimas, se obtiene:

$$f_{ADM} = 1 + \frac{\frac{0,216}{1 + 34 \exp(-20,61 TP)} - 0,062}{h_b} \quad (4.4)$$

El factor varía según pista y período, porque lo hace h_b , y según TP. Sin embargo, la función logística se satura para $TP = 0,48$. El rango de variación del factor se ilustra en la Tabla 4.1.

Es interesante constatar que el rango es muy similar en todos los casos. El efecto de la mezcla es acotado pero nada despreciable. Si la proporción de vehículos pesados es alta, el flujo equivalente de autos es alrededor de un 10% mayor del hasta ahora considerado. Esto afecta el grado de saturación de manera significativa, sobre todo en períodos punta.

Tabla 4.1
Factores de Equivalencia para Auto Directo en Condiciones de Tráfico Mixto

Proporción de buses	Pista Derecha Punta Mañana	Pista Derecha Otro Período	Pista Izquierda Punta Mañana	Pista Izquierda Otro Período	Pista Central Punta Mañana	Pista Central Otro Período
[0,00;0,47]	$1 \leq f \leq 1,119$	$1 \leq f \leq 1,112$	$1 \leq f \leq 1,123$	$1 \leq f \leq 1,115$	$1 \leq f \leq 1,133$	$1 \leq f \leq 1,125$
[0,48;1,00]	1,120	1,113	1,124	1,116	1,134	1,125

4.2. Factor para bus directo

En forma análoga a la de la sección anterior, del modelo estimado en Bartel *et al* (1997) se llega a:

$$f_{BD} \left[\frac{ADE}{bus} \right] = \begin{cases} f_a \cdot \frac{2,482}{h_b} & , \text{ si es pista central o izquierda} \\ f_a \cdot \frac{3,125}{h_b} & , \text{ si es pista derecha} \end{cases} \quad (4)$$

donde f_a está dado por la ec. (3.2) y h_b por la ec. (3.1).

Esto genera una familia de valores que figura en la Tabla 4.2

Tabla 4.2
Factores de Equivalencia para Bus Directo en Condiciones de Tráfico Mixto

Período	Pista Derecha	Pista Izquierda	Pista Central
Punta Mañana	$1,784 \cdot f_a$	$1,463 \cdot f_a$	1,580
Otro	$1,678 \cdot f_a$	$1,373 \cdot f_a$	1,476

El factor se mueve, aproximadamente, entre 1,4 y 1,8 (ADE/bus) según el caso. Estos valores son claramente inferiores a los que se han venido empleando; sólo los de pista derecha se acercan a los factores típicos usados en el país. Esto tiene lógica pues al no reconocerse la existencia de un factor mayor que 1 para los autos directos, el flujo equivalente total debía ser compensado aumentando el factor de los buses.

5. RETARDOS INICIAL Y FINAL

Estos parámetros son necesarios para determinar el verde efectivo a partir del verde de semáforo, o viceversa. El modelo estimado en Bartel *et al* (1997) provee valores sólo para λ_1 . No obstante, de la misma base de datos puede extraerse un estimador de λ_2 , ya que éste es la diferencia entre el instante en que pasa el último vehículo y el instante en que finaliza el verde, siempre que esta diferencia no sea negativa.

Los valores estimados para λ_1 resultaron dependientes de la pista. Para pistas extremas, alrededor de 3,3 segundos y para pista central, 3,74 seg. Estas cifras son sustancialmente superiores a las reportadas en la literatura internacional, típicamente entre 2 y 2,5 segundos (Miller, 1968; Branston, 1979). En Chile, estimaciones anteriores arrojaron valores similares.

Puesto que λ_1 no muestra dependencia de la proporción de buses, no procede imputar simplemente la diferencia mencionada al cambio de especificación del modelo. Vale la pena indagar más a fondo en este tema.

El parámetro λ_1 engloba las diferencias entre los intervalos de descarga reales de los primeros vehículos, afectados por encontrarse acelerando al pasar por la línea de detención, y el intervalo característico a saturación. Cuanto mayor sea el número de tales vehículos (la transición dura más) mayor será λ_1 . Basándose en esta consideración, se examinó la evolución de los intervalos de descarga en función de la posición del vehículo en ésta. Los resultados se muestran en las Figuras 5.1 a 5.5.

Se observa, en primer lugar, que el supuesto clave de estabilización del proceso se cumple bien. Las fluctuaciones finales son poco representativas, por ser pequeñas las muestras de descargas con muchos vehículos. Por otra parte, es notorio que para los autos la estabilización se alcanza más tarde en pistas centrales que extremas; los buses muestran una estabilización más temprana que los autos y hay que recordar que su proporción es mayor en pistas derechas. Se puede entender así que resulte un λ_1 más alto en pistas centrales, seguido por el de pistas izquierdas y el de derechas.

Ahora bien, la estabilización se produce entre el sexto y octavo vehículo mientras en investigaciones anteriores se afirmaba que ello ocurría en el cuarto o quinto. Esta es una buena razón para que los valores de λ_1 obtenidos aquí sean superiores a los reportados previamente.

Otro factor que contribuye a explicar el fenómeno es que los intervalos característicos (inverso del flujo de saturación) son más pequeños que los encontrados por otros autores. Entonces, su diferencia con los intervalos reales iniciales (vinculados a vehículos que parten del reposo) será mayor, incrementándose λ_1 . En cierto modo, el aumento del flujo de saturación tiene como contrapartida un aumento del retardo inicial.

Los valores estimados para λ_2 también varían con el tipo de pista, fluctuando entre 1,7 y 2,3 segundos. Estas cifras son concordantes con otras reportadas previamente. Pero lo que interesa, en definitiva, es la diferencia entre ambos retardos (ver ec. 2.2). La Tabla 5.1 sintetiza los valores de λ_1 y λ_2 y su diferencia.

Tabla 5.1
Retardo Inicial y Final para cada Tipo de Pista
(error estándar; tamaño de la muestra)

Tipo de Pista	Valor del Parámetro (segundos)		
	λ_1	λ_2	$\Delta\lambda = \lambda_1 - \lambda_2$
Derecha	3,256 (0,534; 263)	1,738 (1,388; 13)	1,518 (0,386)
Izquierda	3,349 (0,444; 273)	2,080 (1,225; 51)	1,269 (0,174)
Central	3,740 (0,335; 421)	2,347 (1,244; 98)	1,393 (0,127)

Se puede apreciar que la diferencia es notablemente estable entre pistas. Sin cometer mayor error, se recomienda usar $\lambda_1 - \lambda_2 = 1,4$ s. Esto implica que el verde efectivo es más corto que el de semáforo. Hasta ahora en Chile, se les suponía iguales. Nótese que 1,4 s. puede representar entre un 3 y un 10% de la duración de un período de verde típico, por lo cual esta modificación es relevante en términos prácticos.

6. VALIDACION

Si bien la estimación del modelo del que derivan los parámetros aquí definidos arrojó buenos indicadores de calidad del ajuste (Bartel *et al*, 1997) es útil examinar la precisión que se logra al usarlo con fines de predicción. Con este propósito se ha desarrollado el siguiente ejercicio.

De los datos de terreno obtenidos puede calcularse el flujo de saturación observado para cada pista como el cuociente entre el número de vehículos descargados a saturación y la duración de la descarga, descontado el retardo inicial. Este último no es medible por lo que hay que usar el estimador obtenido con el modelo. Por esta razón, el flujo de saturación resultante no es completamente "de terreno" pero la distorsión que puede introducir ese estimador es muy pequeña. La expresión con que se hace el cálculo es:

$$s(x, j, k) = \frac{3600 \cdot \sum_{i=1}^{N(x, k)} V_i(x, k)}{\sum_{i=1}^{N(x, k)} TS_i(x, k) - N(x, k) \lambda_1(j)} \quad (6.1)$$

donde:

$s(x,j,k)$ = flujo de saturación observado en la pista x , que es del tipo j , en el período k (veh/h)

$V_i(x,k)$ = número de vehículos que salen en la descarga i (veh)

$N(x,k)$ = número de descargas saturadas en la pista x , en el período k

$TS_i(x,k)$ = duración de la descarga i (seg)

$\lambda_1(j)$ = valor estimado del retardo inicial para una pista tipo j (seg).

La duración de una descarga (TS) se mide desde el inicio de un período de verde hasta que pasa por la línea de detención el parachoque trasero del último vehículo en cola que salió en ese período.

Por otro lado, se obtiene un flujo de saturación estimado mediante el procedimiento expuesto en los capítulos precedentes:

$$\hat{s}(x,j,k) = f_a(j) s_b(j,k) \frac{\sum_m V_m(x,k)}{\sum_m f_m(x,k) V_m(x,k)} \quad (6.2)$$

donde

$\hat{s}(x,j,k)$ = flujo de saturación estimado para la pista x , que es del tipo j , en el período k (veh/h)

$V_m(x,k)$ = número total de vehículos del tipo m descargados en la pista x en el período k (veh).

El parámetro $f_a(j)$ se obtiene con la ec.(3.2), $s_b(j,k)$ con la ec. (3.3) y los factores de equivalencia $f_m(x,k)$ con las ecs. (4.4) y (4.5).

Se trabajó con 6 pistas derechas, 4 izquierdas y 4 centrales. Sólo estas últimas corresponden a pistas no empleadas en el proceso de estimación del modelo, pues fue necesario recurrir a todas las pistas derechas e izquierdas sin virajes en que se tenía datos para conseguir una muestra del tamaño adecuado. Entonces, este ejercicio constituye una validación, rigurosamente hablando, únicamente para las pistas centrales. Para las otras pistas es más bien una cuantificación del error de predicción. Los resultados figuran en la Tabla 6.1.

Se aprecia que para condiciones muy distintas, en que el flujo de saturación observado varía entre 1.500 y 2.275 veh/h, el error de predicción es sistemáticamente muy pequeño: $\pm 2\%$ aproximadamente, y es de la misma magnitud en todos los tipos de pista y períodos. Este resultado es muy satisfactorio, sobre todo si se tiene en cuenta que se usó λ_1 por tipo de pista y no uno para cada pista en particular. Hacer esto podría reducir el error pero daría una imagen engañosa de la precisión del método propuesto, porque en la práctica rara vez se dispondrá de ese dato.

Tabla 6.1
Validación de la Redefinición de los Parámetros de Capacidad

Intersección	Factores				Flujo de Sat. Obs. (Veh/h)	Flujo de Sat.Est. (Veh/h)	Error %
	Pista	Período	Ancho de Pista (m)	Proporción de Buses			
A. Vespucio SN/Echenique	Derecha	Punta AM	3,50	0,25	1.697	1.643	-3,21
MacIver/Esmeralda	Derecha	Otro	3,10	0,33	1.501	1.494	-0,43
Macul/Las Codornices	Derecha	Otro	3,55	0,10	1.845	1.834	-0,59
Apoquindo/M. Petain	Derecha	Punta AM	3,50	0,23	1.659	1.680	1,29
Sta. Isabel/Sta. Rosa	Derecha	Otro	3,60	0,02	1.982	1.972	-0,53
J.M. Caro/Purísima	Derecha	Punta AM	2,80	0,03	2.005	1.985	-0,97
Macul/Las Codornices	Izquierda	Otro	3,55	0,01	2.089	2.046	-2,04
Apoquindo/M. Petain	Izquierda	Punta AM	3,10	0,00	2.127	2.133	0,31
Vitacura PO/A. Vespucio	Izquierda	Otro	3,00	0,03	1.986	1.969	-0,87
V. Mackenna SN/Sta. Isabel	Izquierda	Punta AM	3,70	0,02	2.187	2.179	-0,37
A. Vespucio SN/Echenique	Central	Punta AM	3,50	0,02	2.231	2.258	1,22
J.M. Caro/Purísima	Central (#2)	Punta AM	3,00	0,02	2.219	2.262	1,95
J.M. Caro/Purísima	Central (#4)	Punta AM	2,85	0,00	2.275	2.285	0,45
J.M. Caro/Purísima	Central (#5)	Punta AM	2,80	0,00	2.249	2.287	1,65

7. COMENTARIOS FINALES

A partir de una nueva especificación del modelo de regresión que representa el proceso de descarga de una pista controlada por semáforo, se ha desarrollado un procedimiento para determinar los parámetros de capacidad en intersecciones semaforizadas. Este conserva la estructura tradicional pero introduce cambios en definiciones y en fórmulas de cálculo.

La validación del procedimiento resultó notablemente exitosa. El error de predicción en el flujo de saturación es menor o comparable al que cabe esperar en la medición o estimación de flujos con las técnicas más avanzadas. Esto es de la mayor importancia, dada la gran sensibilidad de las demoras al grado de saturación cuando éste supera el 90%.

Desde un punto de vista conceptual, la principal modificación es la redefinición del ADE y la aparición de un factor de equivalencia para los autos directos en pista con tráfico mixto. Esto permite identificar de modo más claro y riguroso el efecto de la mezcla de vehículos. Ya no hace falta invocar factores ambiguos como el de "zona céntrica" para explicar diferencias sustanciales en el flujo de saturación entre una pista en Mac Iver y otra en Av. José María Caro, como se hizo en el pasado (Gibson *et al*, 1982; Gálvez y Martínez, 1984). Por otra parte, se ha encontrado en diversos parámetros una dependencia de su valor del tipo de pista. Esto refuerza la conveniencia de hacer el análisis de capacidad pista a pista (Akcelik, 1981).

En el terreno práctico, la generalización del nuevo procedimiento pasa por dos asuntos. Uno es la asimilación de conceptos auto-vehículo liviano o bus-vehículo pesado; el otro es la inclusión de vehículos que viran. En cuanto al primero, tal asimilación es razonable a efectos de determinar el factor de equivalencia ligado a la condición de tráfico mixto. Surgen dudas, no obstante, en casos que los taxis vacíos tienen un comportamiento diferente y se les asigna un factor de equivalencia; no es para nada evidente que la influencia de los buses o camiones sobre ellos sea igual que sobre

los autos. Tampoco es claro qué factor de equivalencia usar para un camión directo. Por cierto, no se justifica asociarle la diferencia entre pistas encontrada para los buses y, por ahora, se recomienda usar en cualquier pista el correspondiente a bus en pista izquierda. Se requieren nuevas investigaciones sobre estas materias.

La inclusión de virajes es un tema en el que se está trabajando con la base de datos disponible. Se espera tener resultados en el futuro cercano. Entretanto, se recomienda mantener el factor multiplicativo dependiente del radio de giro, para virajes sin oposición de cualquier tipo de vehículo.

La aplicación del nuevo procedimiento envuelve como única variable adicional, la proporción de vehículos pesados en la pista. Esto implica conocer los flujos desagregados por pista, lo que actualmente se resuelve suponiendo que los usuarios eligen pista de manera de igualar el grado de saturación de las alternativas usadas. Este principio no es válido para los buses, que tienen manifiesta preferencia por la pista derecha. No se ha podido establecer una regla cuantitativa al respecto, por lo que será necesario obtener en terreno la distribución del flujo de buses entre pistas en cada caso.

Más allá de las innovaciones introducidas, es conveniente resaltar algunas derivaciones de los resultados cuantitativos obtenidos para los parámetros de capacidad. Si se comparan éstos con los valores actualmente empleados en el país, hay diferencias significativas. El flujo de saturación básico es claramente mayor, el factor de equivalencia de los buses directos es menor y el tiempo perdido en cada período de verde es mayor. El producto de la agregación de estas variaciones no es unívoco, depende del caso. Probablemente, se está subestimando en la actualidad la capacidad de períodos de verde largos y sobreestimando la de períodos cortos, conduciendo a decisiones equivocadas en la elección del tiempo de ciclo.

Más problemáticas son las consecuencias de las diferencias entre pistas y entre la punta de la mañana y el resto del día. Los parámetros en uso han sido determinados sin hacer estas distinciones, por lo que deben estar escondiendo algunos promedios. Esto probablemente se traduce en estimaciones sesgadas de capacidad, particularmente en la punta de la tarde.

En consecuencia, la adopción del nuevo procedimiento puede acarrear mejoras considerables en la programación de semáforos. En lo tocante a diseño operacional, cabe un par de comentarios. Se puede lograr aumentos de capacidad, tal vez marginales pero aumentos al fin, distribuyendo apropiadamente el ancho de la calzada entre las pistas. Por otro lado, hay un beneficio extra al segregar los autos de los buses: crece la tasa de descarga de los primeros y no se modifica la de los últimos.

AGRADECIMIENTOS

La investigación reportada en este trabajo ha contado con financiamiento de FONDECYT (proyecto 1940518).

REFERENCIAS

Akcelik, R. (1981) Traffic signals: capacity and timing analysis. Research Report ARR N° 123, Australian Road Research Board.

Bartel, G., J.E. Coeymans y J. Gibson (1997) Reformulación del método de regresión sincrónico para la estimación de parámetros de capacidad de una intersección semaforizada bajo condiciones de tráfico mixto. **Actas del Octavo Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte**, Santiago, 10 -14 Noviembre.

Branston, D. (1979) Some factors affecting the capacity of signalised intersections. **Traffic Engineering and Control** 20(8), 390-396.

Gálvez, T. y F. Martínez (1984) Flujos de saturación en la zona céntrica de Santiago. **Actas del Primer Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte**, Santiago, 7 - 9 Mayo.

Gibson, J., A. Saavedra y J.P. Spoerer (1982) Metodología para la programación de redes de semáforos de tiempos prefijados. Publicación ST-INV/01/82, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Kimber, R., M. Mc Donald y N. Hounsell (1985) Passenger car units in saturation flows: concept, definition, derivation. **Transportation Research** 19B(1), 39 -61.

Miller, A.J. (1968) The capacity of signalised intersections in Australia. **ARRB Bulletin** N° 3, Australian Road Research Board.

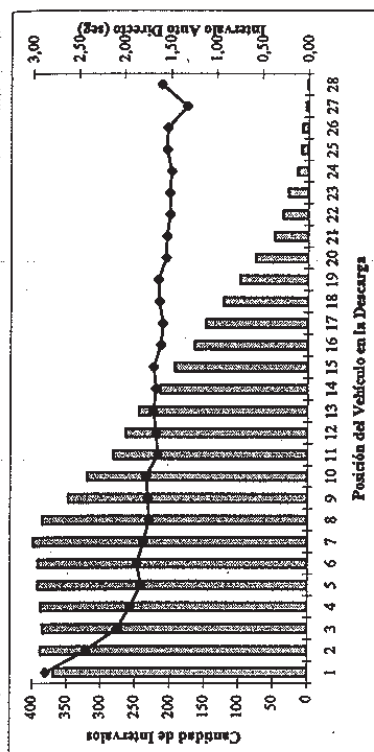


Figura 5.2: Estabilización del Intervalo de Auto Directo para pistas Centrales

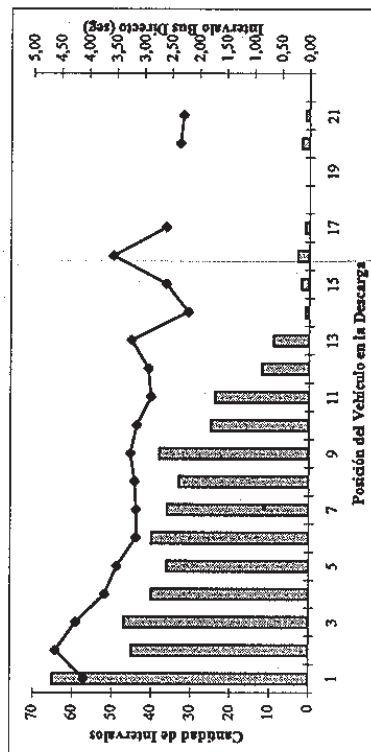


Figura 5.4: Estabilización del Intervalo de Bus Directo para pistas Derechas

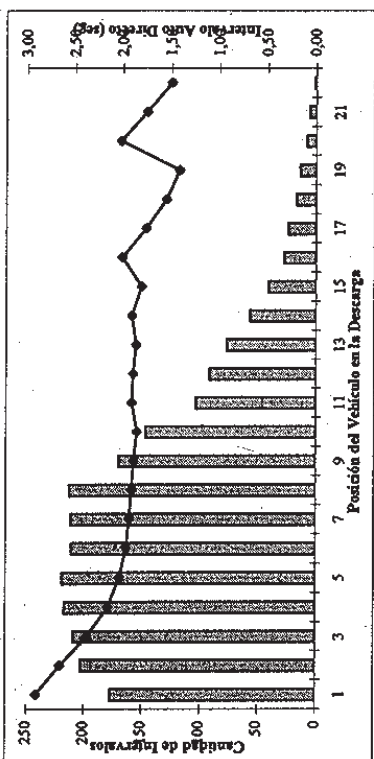


Figura 5.1: Estabilización del Intervalo de Auto Directo para pistas Derechas

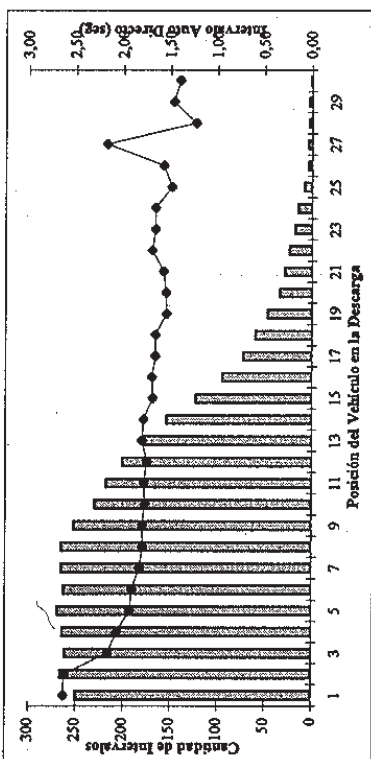


Figura 5.3: Estabilización del Intervalo de Auto Directo para pistas Izquierdas

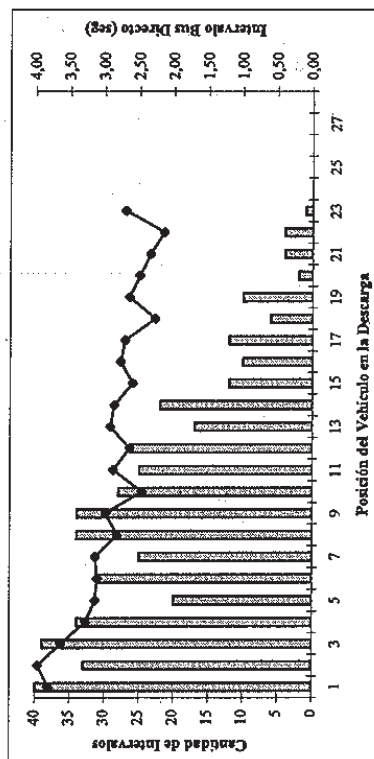


Figura 5.5: Estabilización del Intervalo de Bus Directo para pistas Centrales e Izquierdas