

Milton Bertin  
Secretaría Ejecutiva  
Comisión de Transporte Urbano

## Resumen

La definición de un plan óptimo de operación de semáforo que considere las variaciones en los flujos vehiculares que ocurren durante un período determinado de tiempo, es un tópico que no aparece resuelto en la literatura. En efecto, ni Akcelik (1981), Webster y Cobbe (1966) o Allsop (1981) lo mencionan, limitándose solamente a suponer que los flujos vehiculares considerados no varían durante el período bajo análisis. Dicha hipótesis puede considerarse razonable en los casos en que se define un importante número de planes de operación a ser implementados; pero es claramente insuficiente cuando se define un número reducido de planes de operación para el semáforo, o cuando sólo es posible implementar un plan único.

En el presente trabajo se formula una metodología para la obtención de un plan (ciclo y repartos) único en un semáforo aislado para un período determinado, el que puede abarcar desde algunas horas hasta varios días. Esta metodología considera explícitamente las variaciones de los flujos vehiculares que ocurren durante el período en análisis por cada uno de los accesos a la intersección. Finalmente, se presentan las experiencias y conclusiones obtenidas al aplicarlo en varias intersecciones, comparándose los resultados con los obtenidos al aplicar algunas de las metodologías tradicionales.

## 1. Introducción

Este trabajo tiene por finalidad presentar una metodología para definir la programación de un semáforo que -considerando explícitamente las variaciones en los flujos vehiculares- minimice las demoras totales en la intersección. El primer punto del trabajo corresponde a esta introducción; en el segundo se indica el planteamiento tradicional del problema de programación de semáforos, destacándose el papel de las restricciones en cuanto acotan las soluciones que son factibles, y se define el concepto de demora.

En el tercer punto se propone el problema de optimizar el funcionamiento del semáforo que controla la intersección -en términos de las demoras totales en ella- demostrándose que es posible encontrar un óptimo para la programación del semáforo, así como se analiza el papel de las restricciones en la capacidad.

En el punto cuarto se describen tres metodologías alternativas de programación de semáforos. En el quinto se incluyen los ejemplos desarrollados para todas las metodologías. El punto sexto contiene las conclusiones y recomendaciones.

## 2. Planteamiento del Problema y Restricciones

### 2.1. Generalidades

El propósito de un semáforo es asignar secuencialmente el derecho de paso para vehículos provenientes de dos o más accesos que convergen a una intersección. Cada calzada de acceso dará origen a una línea de detención ante la cual deberán esperar los vehículos que momentáneamente carecen de derecho de paso, los que al hacerlo formarán una o más colas. El número de colas en la línea de parada depende de la dirección en que continuarán los vehículos al obtener derecho de paso.

En general, diremos que cada una de las colas que se identifiquen define un movimiento, y que dos movimientos son compatibles si es posible concederles derecho de paso en forma irrestricta simultáneamente. Ello nos permite definir una matriz  $Z$  (simétrica) de compatibilidades en que cada elemento puede tener dos valores, tal que:

$$z_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si el movimiento } i \text{ es compatible con el movimiento } j \\ 0 & \text{en caso contrario} \end{cases}$$

El semáforo controlará la intersección en base a una secuencia de fases (período durante el cual los movimientos con derecho de paso no cambian)\*. Por cierto que los movimientos que tienen derecho de paso en una fase determinada corresponderán a un conjunto de movimientos que están referidos en la matriz  $Z$  como compatibles.

También es posible definir una matriz  $A$ , de derechos de paso, tal que:

$$a_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si el movimiento } j \text{ tiene derecho de paso en la fase } i \\ 0 & \text{en caso contrario} \end{cases}$$

por ejemplo si:

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

entonces en la fase 3 tienen derecho de paso los movimientos 2, 3 y 4.

### 2.2. Restricciones físicas y operacionales

Tanto los aspectos geométricos como la gestión de la intersección imponen un conjunto de restricciones, a saber:

\* Nótese que esta definición permite considerar como una fase a un período en el que ningún movimiento tiene derecho de paso.

- i. Todo movimiento debe tener derecho de paso una vez en el ciclo.
- ii. Tanto por razones de seguridad como por el tiempo de reacción de los conductores existen tiempos perdidos en los cambios de fases.
- iii. A cada movimiento debe asignársele un tiempo de verde mínimo, por ejemplo para cautelar que los peatones alcancen a cruzar la calzada ( $v_{MIN}$ ).
- iv. La duración del ciclo debe ser acotada. Usualmente se considera que no debe exceder 120 segundos ( $C_{MAX}$ ).
- v. El tiempo de verde asignado a cada movimiento dentro del ciclo -en combinación con el diseño geométrico- debe proveer de una capacidad igual o superior al volumen vehicular asignado a dicho movimiento.
- vi. La suma de los período de verde asignados a todos los movimientos críticos más la suma de los tiempos perdidos entre ellos deberán ser menor o igual que el ciclo máximo.

### 2.3. El concepto de demoras en una intersección

Para cada vehículo que accede a una intersección controlada por un semáforo existen dos posibilidades: la primera es que pase por ella sin ver sus condiciones de circulación alteradas, y la segunda es que debe disminuir su velocidad y eventualmente detenerse, incurriendo en una demora con respecto a los vehículos que están en el primer caso. La magnitud de la demora promedio resultante dependerá tanto de la programación del semáforo (ciclo y tiempo de verde del acceso), como de aspectos geométricos de la intersección y del nivel de flujos vehiculares prevalecientes. Dichos factores han sido analizados por numerosos autores, con el objetivo de definir una expresión para estimar la demora promedio en un movimiento. La fórmula más conocida y que se ajusta en forma razonable a demoras medidas en terreno es la deducida por Webster y Cobbe (1966), a saber:

$$d_j = \frac{9}{10} \left\{ \frac{C (1 - \Lambda_j)^2}{2 (1 - \Lambda_j x_j)} + \frac{x_j^2}{2 q_j (1 - x_j)} \right\} \text{ seg/veh} \quad (1)$$

en que:

$C$  = duración del ciclo

$\Lambda_j = v_j / C \quad j \geq 1$

$v_j$  = verde efectivo para el movimiento  $j$

$x_j = q_j / \Lambda_j s_j$

$q_j$  = flujo vehicular del movimiento  $j$ .

$s_j$  = flujo vehicular máximo que puede pasar por el espacio vial asignado al movimiento  $j$ .

### 3. Programación Optima del Semáforo

#### 3.1. Definición del problema

Sea:

$T$  = lapso total de tiempo bajo consideración

$t$  =  $T/K$  duración de un sub-período

$k$  = número de sub-períodos,  $k \geq 1$

$n$  = número de movimientos

$s_j = (s_{j1}, \dots, s_{jk})$  vector de capacidades para el movimiento  $j$ .

$q_{jk} = (q_{j1}, \dots, q_{jk})$  vector de volúmenes vehiculares para el movimiento  $j$ .

$d_j$  = demora según la fórmula (1) para el movimiento  $j$ .

En estas condiciones, la demora total en la intersección para  $i$ -ésimo sub-período será:

$$D_i = \sum_{j=1}^n q'_{ji} * d_{ji} \quad \text{con } q'_{ji} = q_{ji} * T/K \quad (2)$$

y la demora para todos los sub-períodos (es decir para el período de  $T$  horas) será:

$$D = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^n q'_{ji} * d_{ji} \quad (3)$$

#### 3.2. Caso particular ( $k = 1, T = 1$ )

En este caso, la ecuación (2) se reduce a:

$$D = \sum_{j=1}^n q_j * d_j \quad (4)$$

ó:

$$D = q_1 * d_1 + q_2 * d_2 + \dots + q_n * d_n \quad (5)$$

en que cada término ( $q_i * d_i$ ) corresponde a la demora total para un movimiento.

Se ha demostrado que la expresión anterior tiene un óptimo -en este caso un mínimo- (Allsop, 1970), el que se obtiene considerando como variables de optimización el ciclo del semáforo y los períodos de verde asignados a cada fase.

Desde el punto de vista matemático, Allsop (1970) demostró la existencia de un óptimo para una combinación lineal de la fórmula de demoras de

Webster y Cobbe (1966), considerando como restricciones las definidas en el acápite 2.2. Además, propuso un algoritmo para encontrar dicho óptimo, el que fué implementado en un programa computacional denominado SIGSET (Allsop, 1981). Este programa es utilizado para definir las programaciones óptimas de todos los ejemplos que se incluyen en este trabajo.

### 3.3. Caso general ( $K > 1$ )

La ecuación (3)

$$D = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^n q'_{ji} * d_{ji}$$

puede ser expandida como:

$$\begin{aligned} D = & q'_{11} * d_{11} + q'_{21} * d_{21} + \dots, q'_{n1} * d_{n1} + \\ & q'_{12} * d_{12} + q'_{22} * d_{22} + \dots, q'_{n2} * d_{n2} + \\ & \cdot \quad \cdot \quad \cdot \\ & q'_{1k} * d_{1k} + q'_{2k} * d_{2k} + \dots, q'_{nk} * d_{nk} \end{aligned} \quad (6)$$

en que cada columna corresponde a un movimiento y, por lo tanto, todos sus términos tienen derecho de paso en la(s) misma(s) fase(s). Además cada línea corresponde a un sub-período en particular.

Es conveniente destacar que tanto la ecuación (6) como (5) corresponden a una combinación lineal de la fórmula de demoras de Webster y Cobbe (1966), por lo que las conclusiones de Allsop (1981) sobre la existencia de un óptimo también rigen en este caso, con la salvedad de que (6) tiene  $k * n$  movimientos y, por lo tanto, las restricciones del acápite 2.2. deben ser consideradas para todos ellos.

### 4. Metodologías Alternativas

Las metodologías más tradicionales para enfocar este problema están basadas implícitamente en un análisis del nivel de flujos vehiculares en cada movimiento, a fin de determinar un valor para el nivel de flujo vehicular que se considere representativo de dicho movimiento.

#### 4.1. Metodología de flujos vehiculares promedios en la hora punta (Akcelik, 1981)

En este caso, el diseño operativo se basa en los volúmenes vehiculares promedios -sobre una semana laboral- que existen en la hora punta del lapso de tiempo bajo consideración. Además, se recomienda verificar que la programación así definida sea adecuada a los otros períodos, en los que la capacidad vial podría estar afectada por problemas de estacionamientos en los accesos y otros.

#### 4.2. Metodología del flujo total ponderado que accede a la intersección

Consiste básicamente en programar tomando en cuenta la suma ponderada de los flujos vehiculares que acceden a la intersección, seleccionando como sub-período de diseño aquel para el cual dicha suma sea un máximo.

#### 4.3. Metodología de flujos vehiculares máximos

Consiste en analizar los niveles de flujos vehiculares de cada movimiento y seleccionar como el nivel de flujo representativo de aquél, el valor máximo que se presente en el período bajo consideración. Este procedimiento es una derivación directa del concepto de flujos de diseño utilizado para dimensionar la capacidad de dispositivos viales (EUROPACT, IASA, ECAR, 1981).

### 5. Ejemplos

#### 5.1. Ejemplo uno

Considerese una intersección semaforizada de dos accesos, cuyos niveles de flujos (\*) y capacidades para cada sub-período, así como los respectivos diagramas de fases se presentan en el Anexo 1.

Cada sub-período corresponde a media hora, por lo que el período total (T) bajo análisis alcanza a 14,5 horas.

La intersección está controlada en dos fases, y los tiempos perdidos entre ellas son 3,0 segundos.

---

(\*) Dichos valores fueron escogidos de tal forma que fuera posible solucionar el problema de programación del semáforo en los términos de todas las metodologías propuestas.

- Solución óptima según la metodología propuesta en este trabajo:

$$\begin{aligned}t &= 30 \text{ minutos} \\T &= 14,5 \text{ horas} \\k &= 29 \text{ (sub-períodos)}\end{aligned}$$

Los vectores de flujos vehiculares y capacidades corresponden a las respectivas columnas de la tabla incluida en el anexo 1.

La programación óptima del semáforo es:

$$\begin{aligned}\text{ciclo} &= 47,21 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo A} &= 20,69 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo B} &= 20,52 \text{ segundos}\end{aligned}$$

La demora total (calculada sobre los 14,5 hrs) es  $D = 44,81 \text{ hrs./período}$ .

- Solución según el método de Akcelik (1981):

En este caso el sub-período de diseño es el último con

$$\begin{aligned}Q_A &= 480 \text{ veh/hora} \\Q_B &= 700 \text{ veh/hora}\end{aligned}$$

en consecuencia:

$$\begin{aligned}\text{ciclo} &= 45,38 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo A} &= 17,30 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo B} &= 22,07 \text{ segundos}\end{aligned}$$

La demora total sobre las 14,5 hrs.:  $62,14 \text{ hrs./período}$

- Solución según la metodología del flujo total ponderado

El sub-período de mayor flujo total en la intersección es el último con:

$$\begin{aligned}Q_A &= 480 \text{ veh/hora} \\Q_B &= 700 \text{ veh/hora}\end{aligned}$$

en consecuencia:

$$\begin{aligned}\text{ciclo} &= 45,38 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo A} &= 17,30 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo B} &= 22,07 \text{ segundos}\end{aligned}$$

Demora total sobre las 14,5 hrs.:  $62,14 \text{ horas/periód}$

- Solución según el método de los flujos vehiculares máximos por acceso:

$$Q_A = 550 \text{ veh/hora}$$

$$Q_B = 700 \text{ veh/hora}$$

La programación resultante del semáforo es:

ciclo = 52,45 segundos

Verde efectivo A = 21,85 segundos

Verde efectivo B = 24,60 segundos

La demora total resultante de dicha programación es:  $D = 48,55$  horas.

### 5.2. Ejemplo dos

En este ejemplo se analizó la provisión de un plan único de operación para un semáforo en la intersección de Vicuña Mackenna - Rancagua, localizada en Santiago de Chile; dicho análisis se basa en la información recolectada con ocasión del estudio de evaluación efectuado para esta área (TRANSIN, MVA SYSTEMATICA, PRISMA, 1983).

En el estudio se definieron tres períodos relevantes, a saber:

- El período punta mañana, con una duración de una hora.
- El período fuera de punta, con una duración de 12 horas.
- El período punta de la tarde, con una duración de 1 hora.

La información relativa a flujos vehiculares, capacidades y diagramas de fases se incluyen en el anexo 2.

La intersección está controlada en dos fases, siendo los tiempos perdidos de 5 segundos entre ellas.

- Solución óptima según la metodología propuesta en el Capítulo 3 de este trabajo:

$$t = 1 \text{ hora}$$

$$T = 14 \text{ horas}$$

$$k = 14 \text{ (sub-períodos)}$$

Dado que los niveles de flujo son aproximadamente constantes para el período fuera de punta (durante 12 horas) se prefirió redefinir el problema disminuyendo el número de sub-períodos a los tres originales, asignándole al período fuera de punta un factor de peso para representar su importancia en términos de demora.

La programación óptima resultante es:

ciclo = 52,49 segundos  
Verde efectivo A = 21,9 segundos  
Verde efectivo B = 20,59 segundos

y la demora total, calculada sobre las 14 horas, es:

$$D = 305,87 \text{ horas}$$

Es interesante destacar como en este caso se comprueba que los planes óptimos de operación definidos en base a la información de un período se sobre saturan en otro, a saber:

- i) El plan óptimo del período punta AM presenta un grado de sobre-saturación de un 20% en el período punta de la tarde.
- ii) El plan óptimo del período fuera de punta presenta un grado de sobresaturación de un 13% en el período punta de la tarde.
- iii) El plan óptimo del período punta de la tarde presenta un grado de sobresaturación de un 22% en la punta de la mañana.

En consecuencia, la única metodología de las mencionadas en el Capítulo 4 que permite solucionar este caso sin sobresaturación es la del método de los flujos vehiculares máximos. Con ella se obtienen los siguientes resultados:

ciclo = 58,18 segundos  
Verde efectivo A = 23,77 segundos  
Verde efectivo B = 24,41 segundos

Demora total, para el período de 14 horas:  $D = 323,59 \text{ horas.}$

### 5.3. Ejemplo tres

En este ejemplo se analizó la provisión de un plan único de operación para un semáforo en la intersección Vicuña Mackenna - Diez de Julio, localizada en Santiago de Chile. Dicho análisis se basó en la información recolectada con motivo del estudio de evaluación económica efectuado para esta área (TRANSIN, MVA SYSTEMATICA, PRISMA, 1983). En dicho estudio se definieron tres períodos relevantes, a saber:

- El período punta de la mañana, con una duración de una hora.
- El período fuera de punta, con una duración de 12 horas.
- El período de la tarde, con una duración de 1 hora.

La información relativa a flujos vehiculares, capacidades y diagramas de fases se incluye en el anexo 3.

La intersección está controlada en tres fases, siendo los tiempos perdidos en ellas de 5,1 y 5 segundos respectivamente.

- La solución óptima en términos de la metodología propuesta en el Capítulo 3:

$$\begin{aligned}t &= 1 \text{ hora} \\T &= 14 \text{ horas} \\k &= 14 \text{ (sub-períodos)}\end{aligned}$$

dado que los niveles de flujo son constantes para el período fuera de punta (que dura 12 horas), se prefirió redefinir el problema, disminuyendo el número de sub-períodos a los tres originales, asignándole al período fuera de punta de un factor de peso para representar su importancia en el cálculo de las demoras asociada a la duración de dicho período.

La programación óptima resultante es:

$$\begin{aligned}\text{ciclo} &= 117,96 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo A} &= 38,43 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo B} &= 21,00 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo C} &= 47,52 \text{ segundos}\end{aligned}$$

la demora total, calculada sobre las 14 horas, es:  $D=426,53$  horas.

- La solución en términos de las metodologías del Capítulo 4:

Es interesante destacar que en este caso se comprueba que los planes óptimos de operación definidos en base a la información de un período se sobre-saturan en otros a saber:

- i) Plan óptimo del período punta AM. Este presenta un grado de sobre-saturación de un 25% en el período punta de la tarde.
- ii) Plan óptima del período fuera de punta. Este presenta un grado de sobresaturación de un 52% en el período punta de la tarde.
- iii) Plan óptimo del período punta de la tarde. En este caso se presenta una sobresaturación de un 22% en la punta de la mañana.

En consecuencia, la única metodología del Capítulo 4 que permite solucionar este caso sin sobresaturación es la de los flujos vehiculares máximos. Con ella se obtiene la siguiente programación del semáforo:

$$\begin{aligned}\text{ciclo} &= 144,41 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo A} &= 47,38 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo B} &= 24,54 \text{ segundos} \\\text{Verde efectivo C} &= 59,49 \text{ segundos}\end{aligned}$$

y la demora total, calculada sobre las 14 horas, es :  $D = 452,99$  horas.

## 6. Conclusiones

De los ejemplos descritos en el capítulo anterior pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- a) La metodología propuesta en este trabajo para optimizar una intersección aislada permite obtener una programación para un semáforo aislado que produce menores demoras con respecto a las que resultan de aplicar las metodologías tradicionalmente conocidas, lo que a su vez se traduce en disminuciones en los ítems de consumo de recursos asociados a las demoras, a saber tiempos de viaje, consumos de combustibles y emisión de contaminantes atmosféricos.
- b) La metodología de flujos vehicular máximos (acápite 4.3.) fué, en los casos observados, un buen segundo óptimo, según queda de manifiesto en la siguiente comparación:

Ejemplo 1:

- Programación óptima (Según Capítulo 3)

$$D = 44,81 \text{ horas/periodo}$$

- Programación según Akcelik, 1981 (acápite 4.1)

$$D = 62,14 \text{ horas/periodo}$$

Demora adicional con respecto a óptimo 39%

- Programación según metodología del flujo total ponderado (acápite 4.2))

$$D = 62,14 \text{ horas/periodo}$$

Demora adicional con respecto a óptimo 39%

- Programación según flujos vehiculares máximos (acápite 4.3)

$$D = 48,55 \text{ horas/periodo}$$

Demoras adicional con respecto a óptimo 8,3%

En los ejemplos dos y tres solamente la metodología propuesta en este trabajo y la de flujos vehiculares máximos producen resultados aceptables, en términos de que no exist sobresaturación; en consecuencia:

Ejemplo dos :

- Programación óptima

$$D = 305,87 \text{ horas/periodo}$$

- Programación según flujos vehiculares máximos

$$D = 322,59 \text{ horas/periodo}$$

Demora adicional: 7,78%

Ejemplo 3 :

- Programación óptima  
 $D = 426,53$  horas/periodo

- Programación considerando los flujos vehiculares máximos:  
 $D = 452,99$  horas/periodo  
Demora adicional: 6,4%

c) La programación considerando los flujos vehiculares máximos tiene los siguientes mayores consumos de combustible al año en ralentí (considerando un rendimiento de 1.5 lts/hora) con respecto a la programación óptima.

Ejemplo 1:

1100 lts/año \*

Ejemplo 2 :

5259 lts/año

Ejemplo 3 :

7938 lts/año

d) En base a c) los beneficios anuales -solamente en términos de consumo de combustible en ralentí- de la metodología propuesta en este trabajo con respecto a la que la sigue en rendimiento (flujos vehiculares máximos, acápite 4.3), para los casos analizados son:

Ejemplo 1:

U\$ 286

Ejemplo 2 :

U\$ 1374

Ejemplo 3 :

U\$ 2061

\* Considerando un año laboral de 200 días.

- e) En términos de demoras a pasajeros y comparando solamente la metodología óptima (del Capítulo 3) con la de flujos vehiculares máximas (acápite 4.3), además de considerar una tasa promedio de ocupación de 4 pasajeros/vehículo\* y el valor social del tiempo es de 67,42 Ch\$/hora obtenemos los siguientes ahorros de utilizar la metodología del Capítulo 3:

Ejemplo 1 : Ch\$ 202.000

Ejemplo 2 : Ch\$ 955.746

Ejemplo 3 : Ch\$ 1.427.146

- f) El uso de la metodología presentada en el capítulo tres en base al programa SIGSET presenta algunas dificultades, siendo la más importante que dicho programa fué diseñado para aceptar un máximo de 20 movimientos, lo que hace necesario agrupar los que presenten similares niveles de flujo y capacidad corrigiendo, dicha distorsión en base a los factores de "peso" que pueden ser asignados a cada movimiento.
- g) En caso de no poder utilizar la metodología óptima descrita en el capítulo 3, se recomienda emplear -como segundo óptimo- la descrita en el acápite 4.3 (flujos vehiculares máximos), corrigiéndola de tal forma de considerar las variaciones que puedan presentarse en la capacidad.
- h) En cualquier caso, cabe tener presente que no debe deducirse de este trabajo que sea óptimo operar una intersección aislada con un plan único. Por el contrario, la metodología aquí presentada reconoce una realidad, en la cual una importante proporción de los equipos de control existentes en el país no admiten más de un plan de operación. Considerando esta importante limitación tecnológica de los equipos cobra sentido definir un plan único óptimo para un semáforo en estas condiciones. De hecho, queda demostrado en este trabajo que la aplicación de las metodologías tradicionales, descritas en el Capítulo 4 son sub-óptimas con respecto al método aquí presentado.

## 7. Agradecimientos

No es posible concluir este trabajo sin agradecer al grupo de profesionales de la Secretaría Ejecutiva, sin cuyo entusiasmo por estas ideas, tal vez este informe técnico no habría sido escrito.

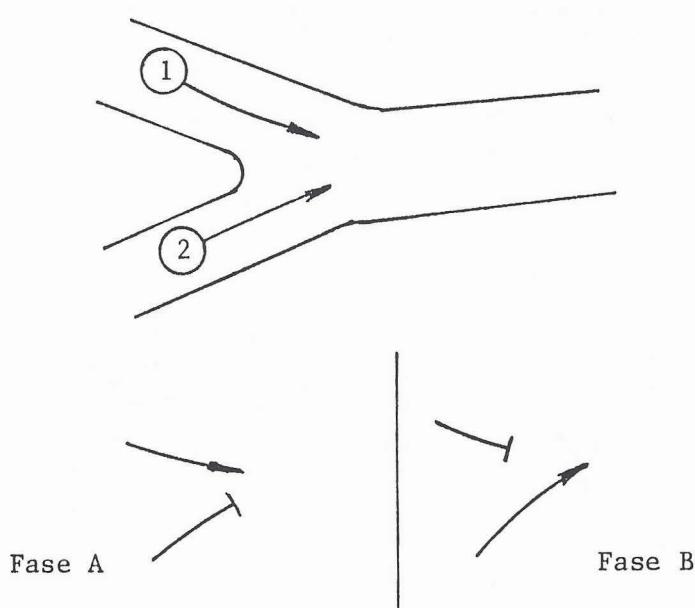
\* En Santiago el 80% de los viajes motorizados son en transporte público.

Referencias

1. AKCELIC, R. (1981) Traffic signals: Capacity and timing analysis. Research Report ARR 123, Australian Road Research Board, Victoria.
2. ALLSOP, R. (1971) Delay-minimizing settings for fixed-time traffic signals at a single road junction. Journal of the Institute of Mathematics and its Application, Vol 8, 164-185.
3. ALLSOP, R. (1981) Computer program SIGSET for calculating delay-minimizing traffic signal timings: Description and manual for users. Transport Studies Group, University College London, Inglaterra.
4. EUROPACT, IASA, ECAR (1981) Proyectos de vialidad urbana, aspectos metodológicos. Informe preparado para la Comisión de Transporte Urbano, Santiago.
5. WEBSTER, F. y COBBE, B. (1966) Traffic signals. Road Research Technical Paper № 56, Road Research Laboratory, Crowthorne.
6. TRANSIN, MVA SYSTEMATICA, PRISMA (1983) Estudios de prediseño y evaluación económica de proyectos de vialidad urbana: Ejes Vicuña Mackenna e Independencia. Informe preparado para la Comisión de Transporte Urbano, Santiago.

ANEXO 1  
FLUJOS VEHICULARES Y CAPACIDADES DEL EJEMPLO 1

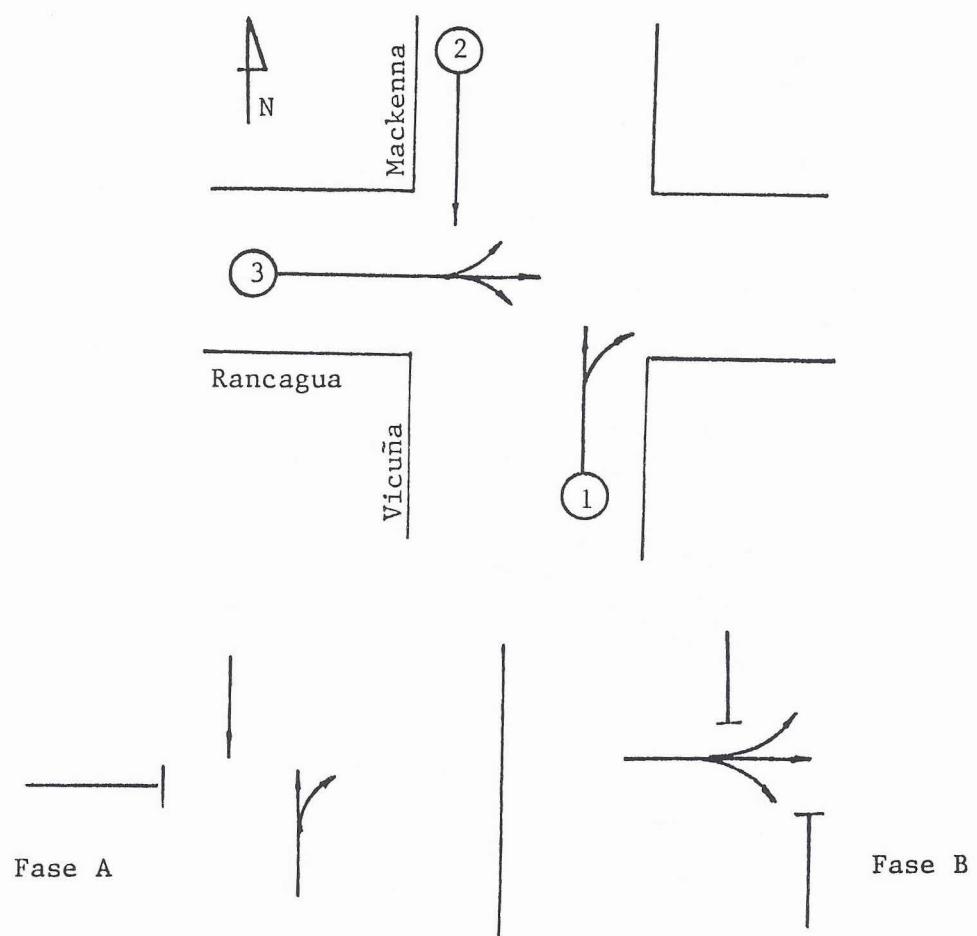
SUB- PERIODO	FLUJOS VEHICULARES		CAPACIDAD	
	MOVIMIENTO 1	MOVIMIENTO 2	MOVIMIENTO 1	MOVIMIENTO 2
1	550	200	1600	1800
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
16	550	200	.	.
17	100	220	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
25	100	220	.	.
26	480	700	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
29	480	700	1600	1800



ANEXO 2

VOLUMENES VEHICULARES, CAPACIDADES Y DIAGRAMAS DE  
FASES DEL EJEMPLO 2

MOVIMIENTO	FLUJO (VEH/HR)			FLUJO DE SATURACION (VEH/HR)		
	AM	FP	PM	AM	FP	PM
1	1878	1877	1480	5151	5151	5151
2	1196	1204	1230	5469	5469	5469
3	1758	2074	2571	6825	6825	6825



## ANEXO 3

VOLUMENES VEHICULARES, CAPACIDADES Y DIAGRAMAS DE  
FASES DEL EJEMPLO 3

MOVIMIENTO	FLUJO (VEH/HR)			FLUJO DE SATURACION (VEH/HR)		
	AM	FP	PM	AM	FP	PM
1	1352	1350	1361	4431	4431	4431
2	1000	1097	1367	4385	4385	4385
3	202	120	172	1600	1600	1600
4	250	193	375	2150	2150	2150
5	1844	1104	1076	4643	4343	4643
6	692	1055	1364	4537	4537	4537

