PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

CONSIDERACIONES PARA LA ESTIMACIÓN DE DEMORAS EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

ANDRÉS IGNACIO LARRAÍN DE ANDRACA

Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

JUAN ENRIQUE COEYMANS A.

Santiago de Chile, (Marzo, 2012)

© 2012, Larraín, Andrés

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

CONSIDERACIONES PARA LA ESTIMACIÓN DE DEMORAS EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

ANDRÉS IGNACIO LARRAÍN DE ANDRACA

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

JUAN ENRIQUE COEYMANS

JUAN CARLOS HERRERA

JUAN ENRIQUE CANNOBBIO

ALVARO SOTO

Para completar las exigencias del grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, (Marzo, 2012)

DEDICATORIA

A mis padres, mis hermanos,

mis amigos, el profesor Coeymans

y a una más.

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría partir agradeciendo al profesor Juan Enrique Coeymans, quien me motivo a iniciar este trabajo. Además de sus múltiples ayudas académicas, quiero agradecer su amistad y dedicación.

Agradecer al equipo del Departamento de Ingeniería de Transporte de la Pontificia Universidad Católica de Chile: profesores, funcionarios y compañeros de postgrado. En especial reconocimiento al profesor Juan Carlos Herrera por su ayuda y disposición.

Por último quiero agradecer a mi familia, quienes fueron un apoyo fundamental para concluir este trabajo de buena manera.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....i
AGRADECIMIENTOS ii
INDICE GENERAL..... iii
INDICE DE TABLAS viii
INDICE DE FIGURAS.....ix
RESUMEN.....x
ABSTRACT.....xi
1 INTRODUCCIÓN.....1
1.1 Preliminares.....1
1.2 Objetivos 2
1.3 Alcances 3
1.4 Contenido 4
2 MARCO TEORICO.....5
2.1 Preliminares.....5
2.2 Funcionamiento de una Intersección Semaforizada.....7
2.2.1 Generalidades 8
2.2.2 Proceso de descarga.....11
2.2.3 Perdida bruta.....15
2.2.4 Verde Efectivo y Entre Verde Efectivo.....18
2.2.5 Flujos de saturación.....19

2.2.6 Capacidad real 22
2.2.7 Grado de saturación 23
2.3 Demora 23
2.3.1 Definición general de demora para un vehículo 23
2.3.2 Demora en intersecciones semaforizadas 28
2.3.3 Proceso de Demora para varios vehículos 29
2.3.4 Demora y aleatoriedad 32
2.3.5 Componentes de la demora 35
2.4 Formulaciones para la estimación de la demora 39
2.4.1 Literatura internacional 40
a) Formulaciones Estacionarias sin Aleatoriedad 41
b) Formulaciones Estacionarios con Aleatoriedad 43
c) Formulaciones dependientes del tiempo 52
d) Intervalos de medición 63
2.4.2 Literatura nacional 64
3 HIPOTESIS DE TRABAJO 65
3.1 Preliminares 65
3.2 Supuestos tradicionales 66
3.2.1 Descarga de un semáforo como proceso binario 66
3.2.2 Grado de Saturación y la demora 66
3.3 Tesis Particulares 67
3.3.1 Efecto de los virajes en la estimación de demoras 67

3.3.2 Coordinación entre semáforos 67
3.3.3 Subestimación de la demora 68
4 DISEÑO EXPERIMENTAL 70
4.1 Selección de las intersecciones para la experimentación 70
4.1.1 Criterios de selección de pistas 70
4.1.2 Arribos en la pista 71
4.1.3 Pistas seleccionadas 72
4.2 Requisitos para la recolección de datos 74
4.3 Etapa experimental 74
4.3.1 Recolección de datos previos 74
4.3.2 Medición 75
4.3.3 Implementación de cámaras 77
4.3.4 Obtención de datos 79
4.4 Agrupación de datos y generación de muestras 80
5 PRESENTACIÓN Y ANáLISIS DE RESULTADOS 83
5.1 Presentación de resultados 83
5.1.1 Resultados mediciones 83
5.1.2 Resultado estimaciones 84
5.2 Análisis de Resultados: mediciones versus estimaciones 87
5.2.1 Error Porcentual Absoluto por muestra 87
5.2.2 Error porcentual promedio de sesgo para un modelo 89
5.2.3 Modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad 93

5.2.4 Modelos Estacionarios Con Aleatoriedad 95
5.2.5 Modelos dependientes del tiempo 98
5.2.6 Test para Tesis 3.3.1: Efecto de los virajes 101
5.2.7 Análisis para Tesis 3.3.2: Coordinación entre semáforos 109
5.2.8 Test para Tesis 3.3.3: Subestimación de la demora 114
5.2.9 Comparación entre modelos 117
6 CONCLUSIONES Y RECOMENTACIONES 120
6.1 Conclusiones respecto a los Objetivos Planteados 120
6.1.1 Efectos de los virajes para la estimación de demoras. 120
6.1.2 Efectos de la coordinación de semáforos en las demoras 121
6.1.3 Valides formulaciones extranjeras para estimar demoras 121
6.1.4 Modelos dependientes del tiempo tienen la mejor estimación 122
6.1.5 Importancia del *Flujo de Saturación* 123
6.2 Recomendaciones para una correcta estimación de demora 123
6.3 Recomendaciones para Futuras Líneas de Investigación 124
BIBLIOGRAFÍA 126
ANEXOS 133
Anexo A: Ejemplo aclaración conceptos 134
Anexo B: Cálculos flujos de saturación 137
Anexo C: Demostración modelos estacionarios sin aleatoriedad 140
Anexo D: Longuitud de cola en caso de sobresaturación 144
Anexo E: Efectos de la progresión de llegadas en las demoras 148

Anexo F: Cálculo parámetros formula HCM.....152
Anexo G: Llegadas aleatorias en zonas urbanas.....155
Anexo H: Largo de Arcos y tipos de arribos.....156
Anexo I: Tablas de Presentación de Resultados.....162

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Nivel de servicio intersección semaforizada según demora experimentada...29
Tabla 2.2: Irrelevancia componentes excedentes.....38
Tabla 4.1: Intersecciones y pistas seleccionadas.....73
Tabla 5.1: *MAPE* para distintos *x* modelos estacionarios sin aleatoriedad.....93
Tabla 5.2: *MAPE* para distintos *x* para modelos estacionarios con aleatoriedad.....96
Tabla 5.3: Comparación con distintos parámetros *k*.....101
Tabla 5.4: Comparación error con y sin considerar progresión de pelotón 110
Tabla 5.5: Resumen de *MAPE* para modelos dependientes del tiempo.....112
Tabla 5.6: mape para muestras sin cola inicial 113
Tabla 5.7: Resumen de errores por modelo 117
Tabla 5.8: Resumen de *MAPE* por modelo.....118

INDICE DE FIGURAS

Figura 4.1: Ubicación de puntos de medición....76
Figura 4.2: Disposición cámaras por punto 78
Figura 4.3: Distancias de puntos de medicion respecto a la intersección 79
Figura 4.4: Dispersión de grados de saturación y porcentaje de virajes de la muestra...81
Figura 5.1: Detalle cuantitativo observado por muestra 84
Figura 5.2: Estimaciones de demora por muestra para los diferentes modelos 86
Figura 5.3: Error porcentual absoluto para cada modelo e muestra....89
Figura 5.4: Modelo subestimando constantemente a las observaciones....91
Figura 5.5: Modelo con sesgo por tramo 92
Figura 5.6: Modelo insesgado respecto a las observaciones....92
Figura 5.7: Error vs *x* para modelos estacionarios sin aleatoriedad....94
Figura 5.8: Observaciones versus mediciones para modelos determinísticos 95
Figura 5.9: Errores de acuerdo a grado de saturación para modelos estocásticos 97
Figura 5.10: Gráfico de flujo de saturación versus viraje....102
Figura 5.11: Viraje a la izquierda sin oposición 107
Figura 5.12: Viraje a la izquierda con oposición 108

RESUMEN

Las formulaciones empleadas en Chile para estimar la demora en intersecciones semaforizadas fueron construidas en países con realidades culturales, comportamientos y condiciones muy distintos al caso chileno. Esto motivó a revisar si dichas formulaciones se adecúan bien a la realidad local, además de revisar otros aspectos para mejorar su capacidad estimativa.

Para una base de datos de aproximadamente 5000 observaciones en intersecciones en Santiago (Chile), se contrastaron las demoras reales de las observaciones en terreno con las estimaciones de demora predichas por las formulaciones.

Los resultados encontrados muestran que las formulaciones tienen una construcción que se adecua al proceso de demoras en las intersecciones, y que los efectos propios del comportamiento y condiciones locales, están bien integrados a las fórmulas mediante una correcta estimación del flujo de saturación calibrado para la realidad local del país. Por otro lado se pudo demostrar que los efectos del viraje en la demora también se encuentran integrados a la estimación mediante el flujo de saturación.

De los diferentes modelos existentes, los más exactos son los Modelos Dependientes del Tiempo. Estos tienen una construcción mucho más realista, menores errores en sus estimaciones y son los únicos que poseen una estimación insesgada.

Se pudo comprobar empíricamente la necesidad de incorporar factores que introduzcan la coordinación de semáforos a la estimación de demoras. Se sugiere integrar un factor que ajuste la Componente Uniforme y otro factor para la Componente Aleatoria. Considerar los efectos de progresión del pelotón disminuye el error de la estimación respecto a la observación en un 35% aproximadamente.

ABSTRACT

Models used in Chile to estimate the delay in traffic signalized intersections were designed in countries with different cultural characteristics, behaviors and conditions from the Chilean case. For this reason, it is necessary to review these models to see if they are well suited to the local situation, and also to reviewing certain aspects to improve their estimation ability.

From a database of about 5000 observations in Santiago (Chile), actual observed delays were contrasted with estimations predicted by six different the models.

The results show that the models have a structure that was appropriate for the delay process at intersections, and that the specific effects of local behavior and conditions are well integrated into the formulae through a correct estimation of the saturation flow that has been calibrated to the local conditions. On the other hand, it was demonstrated that the turning effects on delay are also integrated into the estimation through the saturation flow.

From all existing models, the most accurate for estimating delays are those of the family of time dependent models. These models have a more realistic structure, which, besides having a better theoretical elaboration, is better adjusted to real values, resulting in less errors and an unbiased estimate.

Another important result was to prove empirically the need to include factors that introduce the platoon progression, characteristic of the coordination of traffic lights, to the estimation of delays. More specifically, it must be incorporated a factor to adjust the uniform component of the formulations, as another factor in the random component. The error between the estimated and the observed delays can be reduced, in about 35%, considering the effects of the platoon progression.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Preliminares

El crecimiento demográfico y la concentración de la población en zonas urbanas han conllevado una creciente importancia en el estudio del transporte. En las grandes ciudades cada vez hay más dificultades para desplazarse; existen viajes cada vez más largos (por la expansión territorial de la cuidad) y lentos (por la congestión provocada por el aumento del número de viajes). Para abordar este fenómeno se han formulado diversos modelos estimativos, con el fin de evaluar medidas que logren viajes más expeditos y menores pérdidas sociales.

Chile, y los países en vías de desarrollo en general, no destinan mayores recursos a estudios para generar modelos en el área del transporte. Por lo tanto, tienen que evaluar sus decisiones en base a modelos realizados en países desarrollados. Sin embargo, la realidad de los países desarrollados -comportamiento de los usuarios (conductores y peatones) y condiciones (infraestructura, composición del tráfico y normativas)- dista mucho de la realidad de países como Chile. Por lo tanto, muchas veces los parámetros y formulaciones “extranjeras” (denominaremos a lo largo de este trabajo como “extranjeros” a los países desarrollados) tienen validez muy relativa en países en vías de desarrollo.

Mediante diferentes formulaciones se nos permite estimar los distintos indicadores de rendimiento en un sistema de transporte, tales como: demoras, paradas y colas. La correcta estimación de estos indicadores es un ítem muy relevante para evaluar medidas al momento de tomar decisiones.

Este trabajo se centrará en el estudio de uno de estos indicadores: la demora, la cual no se encuentra mayormente estudiada en los países en vías de desarrollo.

1.2 Objetivos

Este trabajo plantea elaborar una línea de investigación: la estimación de demoras en intersecciones semaforizadas para países en vías de desarrollo, produciendo un acercamiento a este tema, con el fin de obtener aspectos conductuales y poder establecer un análisis cuantitativo y cualitativo de las diferentes formulaciones en relación a la realidad local. Estos aspectos podrán ser profundizados para casos particulares en futuras investigaciones.

El objetivo general de este trabajo es el siguiente:

- Determinar la validez de las formulaciones de la literatura internacional para la estimación de la demora en intersecciones semaforizadas en la realidad chilena.

Los objetivos específicos de este trabajo son los siguientes:

- Comprobar si a través de la variable del flujo de saturación se pueden incorporar los efectos de los virajes a la estimación de las demoras en intersecciones semaforizadas de programación fija.
- Incorporar los efectos de la coordinación entre semáforos en zonas urbanas a la estimación de la demora.
- Entregar, a partir de los datos obtenidos en la experimentación, sugerencias para la estimación de demoras para la situación chilena, mediante incorporaciones a las fórmulas tradicionales.

1.3 Alcances

Es importante destacar que las formulaciones tradicionales, e incluso las más recientes, en estimación de demoras incluyen simplificaciones. Las fórmulas tradicionales no trabajan con variables explícitas de condiciones de tráfico mixto, no consideran presencia de paraderos, generalmente trabajan con llegadas vehiculares distribuidas aleatoriamente, no consideran explícitamente las diferencias en la estimación de acuerdo a períodos del día y porcentajes de virajes y no se trabaja con diferencias según patrones de comportamiento de la ubicación socio-demográfica.

Este trabajo abordará un primer acercamiento a la estimación de demoras en países en vías de desarrollo, donde se realizará una comparación con las fórmulas tradicionales "extranjeras". Por lo tanto este estudio, no alcanzará a abordar, en una primera instancia, todas las situaciones mencionadas.

No se realizará una distinción entre los diferentes sectores socio-demográficos de Santiago (los cuales podrían tener distintos patrones de comportamiento), y se dejará como una posible línea de estudio futura. El estudio de este trabajo solo se realizará para el horario punta mañana, por lo cual no comprobará si la variable del flujo de saturación se pueden incorporar los efectos de la diferencia de comportamiento entre los diferentes horarios del día: fuera de punta y punta tarde.

Este estudio no hará un análisis específico para situaciones de tráfico mixto. Es decir, no se realizará una comparación para la estimación de demoras de situaciones con transporte público versus la estimación de demoras para situaciones sin transporte público. Es muy importante que en un futuro se aborde este tema, dada su relevancia por la mayor presencia de transporte público en países en vía de desarrollo respecto a la situación en los países desarrollados. Si bien el flujo de saturación podría incorporar los efectos de la presencia de transporte público (demostrarlo es una

propuesta para una futura investigación), la presencia de paraderos genera todo un estudio aparte en la estimación de demoras.

1.4 Contenido

Además de este primer capítulo introductorio, donde se plantean los objetivos y alcances, el presente trabajo exhibe otros cinco capítulos.

El segundo capítulo contiene el marco teórico para el presente trabajo, que incluye una revisión a los distintos estudios tanto nacionales como internacionales en torno al tema. En el tercer capítulo se plantean las hipótesis del trabajo y en el cuarto capítulo se contempla la descripción del diseño experimental. Luego, en el quinto capítulo se presentan y analizan los resultados de la experimentación y los resultados de las estimaciones según las distintas formulaciones teóricas.

Finalmente, en el último capítulo, el sexto, se presentan las conclusiones arrojadas por este estudio, además de las posibles líneas de investigación que surgen de este trabajo.

2 MARCO TEORICO

2.1 Preliminares

Estudiar el transporte y más particularmente el tráfico, tiene como objetivo mejorar las condiciones en que se desplazan los usuarios de un lugar a otro. Para saber si algo en este proceso está mejorando o empeorando es necesario evaluarlo, por lo tanto la pregunta que surge es: ¿cómo se puede evaluar o testear dichas condiciones de desplazamiento?

Las condiciones de desplazamiento mejoran para los usuarios cuando logran operar con la mayor eficiencia posible, entonces cabe preguntarse: ¿Qué significa que algo opere eficientemente en términos de transporte? En Fernández (2008) encontramos la siguiente definición: "*la eficiencia de un dispositivo vial se mide por la fluidez con la que los usuarios pueden circular a través de él*".

La cantidad de detenciones, el tamaño de las colas y las demoras son los tres indicadores de eficiencia que nos permiten ir evaluando la fluidez de los usuarios. Estos tres ítems han sido catalogados como los principales estimadores de performance, es decir, variables utilizadas para evaluar cuantitativamente el rendimiento de los recursos del transporte (Fernández, 2008).

Otro enfoque para expresar lo mismo lo podemos encontrar en una de las publicaciones más conocidas en el área del transporte: el *Highway Capacity Manual* (*HCM*), realizado por la Transportation Research Board (TRB) en los Estados Unidos. Este manual propuso el concepto de *Nivel de Servicio (NS)* para evaluar la performance de las instalaciones de transporte. El Nivel de Servicio es otra forma de preguntarse por la eficiencia del sistema. El *HCM* considera las demoras como una

de las variables más importante para determinar el *NS* para una intersección semaforizada.

Como se puede observar, sin importar la interpretación escogida, para la evaluación de un sistema de transporte es fundamental una correcta estimación de demoras, por ello la relevancia del tema. Una estimación de demoras acertada nos permite tener una aproximación cuantitativa mucho más exacta al estado de funcionamiento de un dispositivo de transporte y una mejor evaluación a las mejoras que se les puedan proponer. Una incorrecta estimación de las demoras nos hará tomar decisiones incorrectas. Sin medición de demoras, no habrá datos cuantitativos en los cuales respaldar la decisión.

La utilidad de cuantificar la demora es la posterior utilización de dicha estimación en modelos predictivos para evaluar una obra. Por ejemplo, analizar el impacto que tendría sobre la red alguna modificación a la gestión, operación o infraestructura, antes de que las obras se lleven a cabo. Y de esta forma, tener una herramienta que permita evaluar a priori la conveniencia o no de realizar la medida que se evalúa (un caso típico de lo anterior es la evaluación social de proyectos de infraestructuras de transporte urbano).

Las intersecciones semaforizadas son uno de los elementos del transporte donde se presentan una de las condiciones más críticas, debido a que se presentan conflictos entre los diferentes movimientos que requieren ocupar el mismo espacio.

Dada la importancia de la estimación de demoras y las complejidades presentes en las intersecciones semaforizadas, en distintas partes del mundo se han realizado numerosos esfuerzos con el fin de poder determinar la mejor y más realista forma de estimar y predecir las demoras en una intersección semaforizada.

Es importante constatar, que la gran mayoría de las investigaciones respecto a este tema se han realizado en países desarrollados. Por esta razón casi todos los avances que se repasarán en esta revisión bibliográfica corresponden a países de una realidad

cultural diferente al nuestro. Particularmente en el área del transporte esto se traduce en un comportamiento de los usuarios (conductores y peatones) y condiciones de circulación (infraestructura, composición del tráfico y normativas) que distan bastante de la realidad de países como Chile.

2.2 Funcionamiento de una Intersección Semaforizada

Este trabajo centra su análisis en la estimación de demoras en intersecciones semaforizadas. Es importante revisar los conceptos generales propios del funcionamiento de una intersección semaforizada por cuatro razones:

(a) Para entender correctamente los procesos propios de la intersección, dado que estos son la base para poder analizar los procesos detrás de las demoras correspondientes.

(b) Para definir los conceptos que encuentran presentes como variables en las formulaciones para la estimación de demoras.

(c) Para unificar la nomenclatura y definiciones, dado que algunos de estos conceptos se tratan en forma diferente en distintas bibliografías asociadas al área del transporte.

(d) En esta tesis se necesita usar los datos en forma muy desagregada (por pista), lo cual no es recurrente. Por esta razón es importante explicitar y acordar los subíndices y supraíndices empleados.

Por las razones expuestas, a continuación se presentarán los conceptos básicos del funcionamiento general de una intersección semaforizada. El fin de este resumen no es hacer una exposición detallada, sino que sólo mostrar un marco general con el propósito que el lector tenga presentes estos conceptos a la hora de ser aplicados en la estimación de demoras. De hecho, se repasarán sólo los conceptos estrictamente

necesarios para este trabajo. Si el lector quiere tener más detalles respecto a estos conceptos básicos, se le sugiere revisar la bibliografía adicional.

2.2.1 Generalidades

La intersección semaforizada es aquella que su funcionamiento está regulado mediante un semáforo, el cual asigna el uso del espacio alternativamente en el tiempo, a las corrientes de tránsito en conflicto.

A continuación se realizará una revisión de los conceptos más generales de la intersección semaforizada. Para obtener más detalle, o bien aclarar alguna situación que no quede del todo clara de estas definiciones, en el *Anexo A* se presenta un ejemplo ilustrativo para una intersección.

a) Definiciones básicas

Algunas definiciones que es necesario tener en cuenta:

- *Acceso*: la intersección tiene distintos accesos, normalmente se denominan acceso norte, acceso sur, acceso poniente y acceso oriente. En inglés es común encontrar la expresión "approach" para referirse a este término.

- *Movimiento*: corresponde al conjunto de vehículos que acuden a la intersección por el mismo acceso y realizan la misma trayectoria, desde un origen a un destino. Un acceso puede contar con más de un movimiento (dado que hay vehículos que viran). Se identificaran los distintos movimientos con el subíndice con las letra *o-d (*origen *o*, destino *d)*. Donde *o* y *d* pueden ser cualquiera de los puntos cardinales: o, p, s y n.

- *Pasada*: cuando el movimiento puede transitar (dado que se encuentra con luz verde) y no está detenido en la intersección.
- *Fase*: corresponde a un movimiento con pasada.
- *Etapa*: es la instancia que agrupa a un conjunto definido de fases.
- *Ciclo*: conjunto definido de etapas que se repiten.
- *Duración del ciclo* (*c*): es la magnitud del tiempo total que necesita el semáforo para efectuar el ciclo.
- *Línea de parada compartida*: cuando dos movimientos del mismo acceso tienen pasada en las mismas etapas, se dice que esos movimientos tienen línea de parada compartida.
- *Pista:* corresponde a un riel o calle. Algunos elementos importantes a considerar son: (i) un acceso puede tener varias pistas, (ii) una pista puede tener más de un movimiento y (iii) varias pistas pueden tener un movimiento en común. Ocuparemos el sub índice *i* para referirnos a una pista de un acceso determinado.
- *Flujo* (*q*): corresponde a la cantidad de vehículos por unidad de tiempo. Para un movimiento cualquiera denominaremos su flujo $q_{o,d}$ y para un acceso determinado el flujo de una de sus pistas, cualquiera, viene dado por q_i.

b) Señales semafóricas y programaciones

El semáforo puede tener dos tipos de controladores, los que determinan la forma de regulación: controlador de tiempo fijo o bien controlador de tiempo variable. El primero corresponde a programar el semáforo con anterioridad, es decir, el ciclo, las fases y el reparto tienen duración prefijada constante, independiente de las variaciones de tráfico. Los controladores a tiempo fijo incluyen aquellos semáforos que operan con varias programaciones durante el día, pero todas fijadas con

anterioridad. En tanto el segundo tipo corresponde a un sistema que se adapta a la demanda, cambiando la programación (variando los repartos) en función de los datos de flujo actualizados que son recibidos y procesados por un ordenador. En esta tesis nos centraremos en los semáforos con controladores de tiempo fijo. Estos últimos corresponden a la gran mayoría de los controladores existentes en ciudades como Santiago (88,5% de la operación de semáforos en Santiago, UOCT 2011), dado que los de tiempo variable son más caros (requieren sensores).

El semáforo tiene tres señales semafóricas visibles: verde, amarillo y rojo. En países en vías de desarrollo el orden del semáforo es generalmente verde-amarillo-rojo, en cambio en otros países el orden es verde-amarillo-rojo-amarillo/rojo (las dos luces juntas), es decir, el amarillo está tanto previo al rojo como previo al verde (el amarillo actúa como un aviso que cambiará la etapa). Este último dato es relevante, dado que algunos de los países desarrollados funcionan con el segundo tipo, en tanto en Chile funciona con el primer tipo. Pese a lo anterior, ninguna de las metodologías de ordenamiento de luz afecta a las derivaciones conceptuales respecto a la demora. Es decir, la teoría es igual en ambas situaciones. La diferencia solo puede alterar algunos valores numéricos de la calibración.

Cada señal tiene una duración temporal asociada, es decir cada pista tendrá asociado un tiempo de Verde (v_i), un tiempo de detención durante el Rojo (r_i) y un tiempo de Amarillo. Por lo ya expuesto, el v_i asociado a una pista será equivalente al tiempo de verde de todas las pistas que tengan línea de parada compartida, por esta razón también se presentará $v_i = v_{o,d}$, para todos los movimientos *o-d* que usan la pista *i*. Lo mismo sucede para el rojo y el amarillo.

Dado que cada pista puede tener pasada durante una o más etapas, para calcular v_i se deben sumar todos los verde de las etapas durante las cuales la pista tiene derecho a paso. Para r_i es exactamente el mismo procedimiento con la sumatoria de los rojos de las etapas donde el movimiento está detenido.

La duración de los tiempos de cada señal está dividida mediante el *Reparto*.
El *Rojo-Rojo* corresponde a aquel período de tiempo en el cual todas los pistas de la intersección están detenidos, es decir, no tienen derecho a paso. Se emplea al existir cambio de etapas (la etapa que venía de amarillo se le pone rojo mientras la etapa que venía de rojo conserva este color durante un período de tiempo que es la duración del Rojo-Rojo) y su objetivo tiene relación con la seguridad de los usuarios. En tanto el *Entre Verde* de la etapa (*EV*) corresponde a la suma de tiempo del amarillo posterior al verde de la etapa con el Rojo-Rojo *(Ecuación 2.1).*

$$EV = Amarillo + Rojo\text{-}Rojo \tag{2.1}$$

El Diagrama de Etapas corresponde al grafico donde se ilustran las secuencias y duración de las distintas etapas de la intersección, un ejemplo ilustrativo de este se puede encontrar en el *Anexo A.*

2.2.2 Proceso de descarga

El más importante de los procesos presentes en una intersección semaforizada es el proceso de descarga. Este consiste en que para cada pista los vehículos se acumulan tras la línea de parada durante el rojo y luego comienzan a pasar durante el verde, efectuándose el proceso de descarga de la pista.
Al comenzar el verde, los conductores de los primeros vehículos de la cola demoran un tiempo en reaccionar al cambio de fase (o bien etapa según corresponda) y sacar el vehículo de la inercia (una especie de “tiempo de reacción”). Estos vehículos iniciales no han alcanzado la tasa máxima de salida al momento de cruzar la línea de parada. Esta parte de la descarga la llamaremos *Etapa1*. Debido al “tiempo de

reacción", este primer período se caracteriza por la existencia de una pérdida (conocida como "*Pérdida Inicial*") que corresponde a lo que demoran en sacar los vehículos de la inercia (Webster y Cobbe, 1966; Branston y Van Zuylen, 1978; Branston, 1979; Branston y Gipps, 1981). El primer vehículo que cruza la línea de parada a la tasa máxima de descarga da por concluida la *Etapa1* y da inicio a la *Etapa2*.

La *Etapa2* del proceso de descarga es donde los vehículos que se descargan en un "estado de régimen" (todos los vehículos de esta etapa se descargan a tasa máxima). La tasa máxima corresponde al flujo de saturación, que es el equivalente a la tasa de descarga que tendría una cola continua de vehículos en un semáforo con el 100% de su tiempo en verde (Webster y Cobbe, 1966; Lam, 1994; Akcelik, 1998).

Por último, al acercarse la roja y ponerse el semáforo amarillo, un último grupo vehículos pasan durante el amarillo, esto corresponde a la *Etapa3* del proceso de descarga de la pista. El último período sólo existe en el caso de tratarse de una descarga completamente saturada. Esta etapa contempla una ganancia de tiempo (llamada "*Ganancia Final*") la cual se debe a que los vehículos que se descargan en esta etapa no cruzan durante el verde, sino que cruzan durante el amarillo o, incluso, durante el comienzo del rojo (Webster y Cobbe, 1966; Branston y Van Zuylen, 1978; Branston, 1979; Branston y Gipps, 1981).

La representación de los tres períodos anteriormente descritos se encuentra en la *Figura 2.1*, donde se ve una descarga completamente saturada en un semáforo.

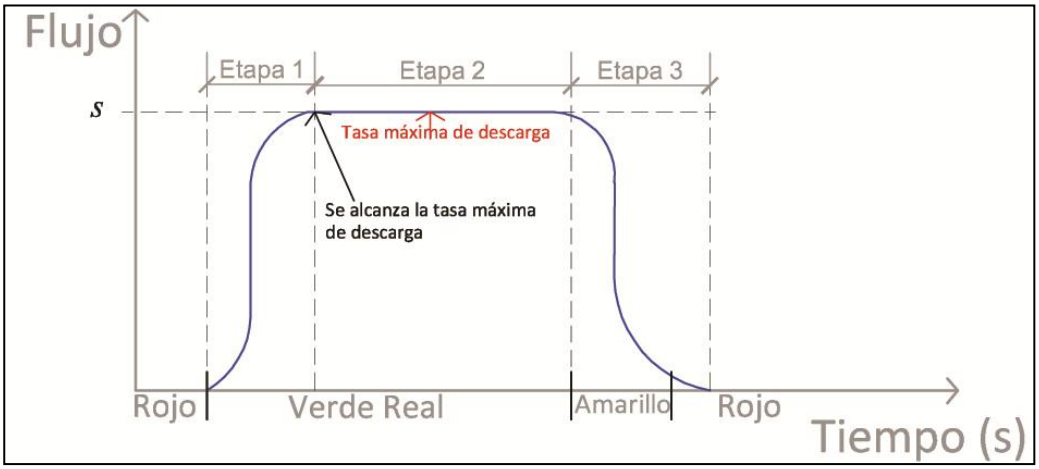

Figura 2.1: Etapas de una Descarga de una pista

Fuente: Herrera, 2000

Para una pista *i* su Pérdida Inicial (λ_1) se obtiene al rectangularizar la parte inicial de la curva que representa este proceso de descarga (Webster y Cobbe, 1966). En tanto la Ganancia Final *(λ_2)* de la pista *i* se obtiene al rectangulizar la parte final de la curva. En la *Figura 2.2* podemos observar gráficamente el proceso de rectangularización.

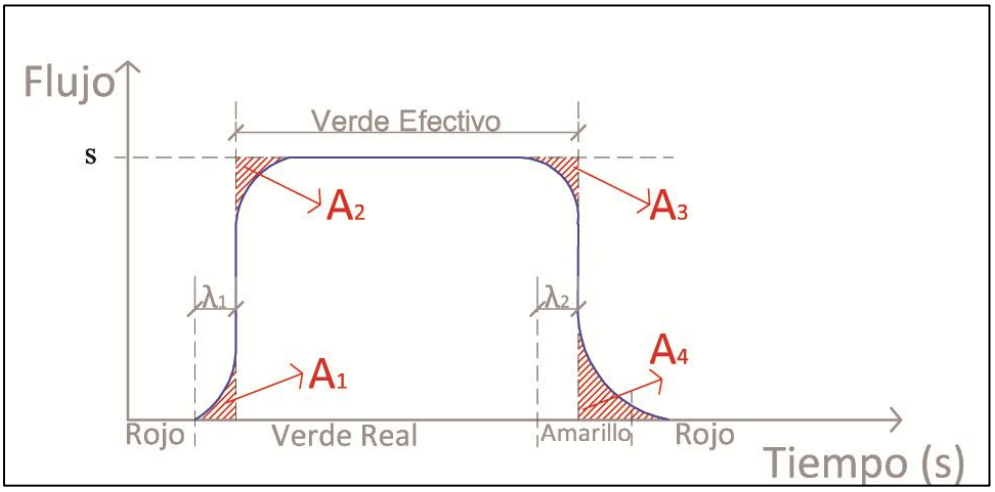

Figura 2.2: Áreas proceso de rectangulización

Fuente: Herrera, 2000

El proceso de rectangulización consiste en igualar el área A_1 con A_2 y luego hacer lo mismo para A_3 con A_4 (Webster y Cobbe, 1966). Al igualar A_1 con A_2 se está suponiendo que una vez puesto el verde durante λ_1 segundos la descarga es nula (esta es la razón de que se denomine pérdida) y luego comienzan los vehículos a salir a tasa máxima (flujo de saturación). En otras palabras, al rectangularizar estamos suponiendo un proceso binario, donde existe un período donde la descarga es nula y otro donde es máxima y constante.

2.2.3 Perdida bruta

En el caso que λ_1 sea mayor que λ_2 existe en la pista una *Perdida Bruta* (*PB*), si la situación es al revés quiere decir que hay una *Ganancia Bruta* (*GB*) para la pista. Se define la Perdida Bruta como la diferencia entre la Perdida Inicial y la Ganancia Final. La Ganancia Bruta es justamente la situación inversa.

$$PB_i = \lambda_1 - \lambda_2 \qquad \forall\, \lambda_1 \geq \lambda_2 \qquad (2.2)$$

$$GB_i = \lambda_2 - \lambda_1 \qquad \forall\, \lambda_2 > \lambda_1 \qquad (2.3)$$

En el caso de Chile (y los países en vías de desarrollo en general) se ha estudiado que para cada pista en las intersecciones la magnitud de la Pérdida Inicial supera al valor de la Ganancia Final, por lo tanto se presenta una Pérdida Bruta.

Para el trabajo de esta investigación necesitamos cuantificar las pérdidas brutas de las pistas en estudio. Estos valores serán empleados en la estimación de la demora. Por esta razón ahondaremos respecto a la cuantificación de *PB*.

Para cuantificar *PB* se empleará en esta tesis el trabajo de Bartel (1998) y su posterior complemento para las pistas con viraje de Herrera (2002). Los modelos propuestos consideran distintos valores de la perdida bruta de acuerdo al tipo de pista en análisis, el cual puede ser: Pista Derecha (PD), Pista Izquierda (PI) o Pista Central (PC). Es decir, tendremos valores distintos para las pérdidas brutas para pistas derechas (PB_{PD}), pistas izquierdas (PB_{PI}) y pistas centrales (PB_{PC}).

Para la cuantificación de las pérdidas brutas en las pistas centrales se emplearán los resultados de Bartel (1998). Este investigador determinó que para la realidad chilena la Perdida Inicial (λ_1) en una pista central correspondía a 3,74 segundos, en tanto la

Ganancia Final (λ_2) correspondía a 2,347 segundos. Por lo tanto PB_{PC} corresponde a 1,393 segundos, el cual será el valor empleado en este trabajo.

Para las pistas izquierdas y derechas se hará uso del trabajo de Herrera (2002), el cual es un complemento el estudio de Bartel (1998) que incluye los efecto de los virajes en las pérdidas iníciales y ganancias finales. En caso de ausencia de virajes, los cálculos mediante Herrera convergen a los de Bartel, tanto para la pista izquierda como para la derecha.

Tabla 2.1: Valores de λ_1 y λ_2 por Tipo de Pista según Bartel [s]

Pista	λ_1	λ_2	$\lambda_1 - \lambda_2$
Derecha	3.256	1.738	1.518
Izquierda	3.349	2.080	1.269
Central	3.740	2.347	1.393

Fuente: Bartel (1998), Tabla 5.4

A continuación se explicitarán los factores, tanto para pistas derechas como izquierdas, con presencia de virajes, que las hacen presentar diferencias respecto a las pistas en las que todos los autos siguen directo.

Para el caso de las pistas derechas hay que considerar, por ejemplo, la descarga de peatones y la presencia de transporte público. La mayor descarga de peatones que ocurre en los primeros momentos del verde y corresponde a aquellos peatones que se han acumulado en la esquina esperando su derecho a paso (peatones que se opondrán al flujo del viraje). Debido a esto, es factible pensar que la mayor influencia de ellos

será, por lo tanto, al comienzo de la descarga. Luego, lo anterior puede manifestarse con una mayor pérdida inicial. Sin embargo, cabe hacer notar que estos peatones influyen sobre la pérdida inicial sólo si existen virajes. Por otro lado, en la pista derecha en países en vías de desarrollo se concentran buena parte del transporte público, y como se sabe el comportamiento de los vehículos con transporte público no es el mismo que sin éste, por lo tanto es importante considerar la proporción de buses existentes en el flujo. La expresión de PB_{PD} formulada por Herrera, la cual será empleada en este trabajo, corresponde a la *Ecuación 2.4*.

$$PB_{PD} = 1{,}518 + \left[5{,}208 \cdot \left(1{,}229^{vir \cdot (1+ped)} - 1{,}432 \cdot TP\right) - 4{,}294\right] D_V \quad [\text{s}] \tag{2.4}$$

Donde:

$$D_V = \begin{cases} 0 & si\ no\ existe\ virajes\ en\ la\ pista \\ 1 & si\ existe\ virajes\ en\ la\ pista \end{cases}$$

vir: *porcentaje de vehículos que viran en la pista respecto al total de vehiculos de la pista*

ped: *peatones por instante de tiempo que interfieren en el viraje* $\left[\frac{peatones}{minuto}\right]$

En el caso de las pistas izquierdas, Herrera no encontró una variable que explicará de buena manera la *Pérdida Bruta*. Esto se debe a que un viraje a la izquierda desde y hacia una vía bidireccional presenta dos diferencias importantes: (a) los vehículos alcanzan a recorrer una mayor distancia antes de toparse con los peatones, por lo tanto los peatones que interfieren con el viraje tienen más tiempo para cruzar la calle antes de encontrarse con los vehículos y (b) los vehículos tienen un área mayor para almacenarse mientras esperan que los peatones crucen. Estas dos razones hacen que la descarga que se observa en la línea de parada no sufra mayores alteraciones. Pese a lo anterior, Herrera detectó que la presencia de viraje incide sobre las fórmulas de Bartel, complementando los resultados del estudio de este último, de manera análoga

al caso de pistas derechas se empleará esta nueva formulación. Llegando a la siguiente formulación para PB_{PI}:

$$PB_{PI} = 1{,}269 + 0{,}895 \cdot D_V \quad [\text{s}] \tag{2.5}$$

A continuación se presenta una tabla resumen con las formulaciones que se utilizarán en el presente trabajo:

Tabla 2.2: Valores finales para pérdidas brutas

Tipo de Pista	PB (s)
Central	1.393
Derecha	$1{,}518 + \left[5{,}208 \cdot \left(1{,}229^{vir \cdot (1+ped)} - 1{,}432 \cdot TP\right) - 4{,}294\right] D_V$
Izquierda	$1{,}269 + 0{,}895 \cdot D_V$

Fuente: Herrera 2000

2.2.4 Verde Efectivo y Entre Verde Efectivo

Como ya se revisó anteriormente cada pista tiene un tiempo de verde (v_i), al que denominaremos *Verde Nominal,* el cual corresponde a la magnitud de tiempo del período contenido entre que comienza y termina con el verde. Al presentarse λ_1 y λ_2, es falso aseverar que los vehículos se descargan un período de tiempo equivalente al Verde Nominal para dicha pista. Por esta razón surge el concepto de *Verde Efectivo (V_{ef}),* el cual cuantifica el tiempo que en la práctica se descargan los vehículos.

$$Verde\ Efectivo = V_{ef} = Verde\ Nominal - \lambda_1 + \lambda_2 = v - (\lambda_1 - \lambda_2) \quad (2.6)$$

Para observar gráficamente la situación revisar la *Figura 2.2* de este capítulo.
Siguiendo la misma línea argumentativa, la presencia de λ_1 y λ_2 hacen que difiera el *Entre Verde Nominal* con el experimentado en la práctica, surgiendo el concepto de *Entre Verde Efectivo* (EV_{ef}), el cual se define como:

$$EV_{ef} = Amarillo + Rojo\text{-}Rojo + (\lambda_1 - \lambda_2) \quad (2.7)$$

A continuación definimos la proporción del tiempo que la pista *i* está en verde (λ_i):

$$\lambda_i = \frac{V_{ef\ i}}{c} \quad (2.8)$$

Donde:
$V_{ef\ i}$: $Verde\ efectivo\ para\ la\ pista\ i$

Es necesario aclarar que en ocasiones la literatura internacional emplea la nomenclatura G_i para definir λ_i.

2.2.5 Flujos de saturación

El flujo de saturación para una pista corresponde a su tasa máxima de descarga, es decir, la cantidad de vehículos que podrían descargarse por unidad de tiempo para una cola continua de vehículos en un semáforo con el 100% de su tiempo en verde.

De acuerdo a lo reportado en Bartel (1998) y Herrera (2002), podemos observar que el flujo de saturación de una pista depende de la composición del tráfico (%Transporte público, %virajes), del horario del día, tipo de pista y de incidentes (accidentes, lluvia, etc).

Para el cálculo del flujo de saturación de este trabajo vamos a considerar que este permanece constante durante el período de tiempo en estudio. Es decir, no se considerarán incidentes que signifiquen reducción de la capacidad de la vía, y la composición del tráfico no variará durante el período de medición. Para que este supuesto de homogeneidad sea válido, los intervalos de medición serán bastante breves.

El hecho, que los trabajos de Bartel (1998) y Herrera (2002) consideren la composición del tráfico, es relevante. Ya que en países como Chile el transporte público (TP) fácilmente supera el 10%. Estudios anteriores realizados en Chile (Gibson y Fernández, 1989; Adonis, 1998) ya esbozaban que la teoría tradicional pierde validez en lugares en los que la presencia de TP es significativa, ya que los buses modifican el comportamiento de los autos.

Para el cálculo del flujo de saturación emplearemos la formulación de Bartel (1998), para las pistas donde todos los autos continúan derecho, y usaremos la formulación propuesta por Herrera (2002), para las pistas donde hay vehículos que viran. Estas fórmulas están hechas y calibradas especialmente para situaciones de tráfico en países en vías de desarrollo (de hecho fueron realizadas en Chile), es decir, se ajustan a la realidad de estudio en este trabajo.

El modelo propuesto considera que el tipo de pista puede ser: Pista Derecha (*PD*), Pista Izquierda (*PI*) o Pista Central (*PC*). Por su parte, el período de medición puede ser: Punta Mañana (*PM*) u otro período (*FP*).

Para homogeneizar el flujo vehicular se emplea el factor de equivalencia, que nos permite por ejemplo comparar un bus con un automóvil. El factor de equivalencia se

calcula respecto a un vehículo de referencia. Los modelos de Bartel y Herrera plantean que el vehículo de referencia corresponde al auto que sigue directo en una pista donde sólo circulan autos directos, es decir la proporción de TP y de virajes es nulo.

Bartel (1998) concluye que no existe una unidad única de conversión (equivalencia) para un tipo de vehículo. Sino que el factor de equivalencia para un tipo de vehículo depende además del tipo de pista y del período de medición. Herrera (2002) agrega además la necesidad de considerar, en el cálculo de la equivalencia del factor de equivalencia, parámetros ligados a los virajes (radios de giro, peatones que interfieren y porcentajes de virajes).

Por esta razón surgen factores de equivalencia cuya formulación considera que pueden ser del tipo: *zjk*. El tipo *z* = AD (Auto Directo), AV (Auto que Vira), BD (Bus Directo), BV (Bus que Vira). Luego el tipo *j* = PD (Pista Derecha), PI (Pista Izquierda); por último el tipo *k* = PM (Punta Mañana), FP (otro período). Las formulaciones del Factor de equivalencia se encuentran en el *Anexo B*.

El modelo se presenta en la *Ecuación 2.9*:

$$s_j^k = F_{ANCHO,j} \cdot \hat{S}^k_{BASICO,j} \cdot \frac{\sum_z q^k_{z,j}}{\sum_z \hat{f}^k_{z,j} \cdot q^k_{,j}} \qquad \forall j,k \tag{2.9}$$

Donde:

s_j^k: flujo de saturación para la pista tipo j, durante el período de medición k [veh/h]

$F_{ANCHO,j}$: factor de ancho para la pista tipo j

$\hat{S}^k_{BASICO,j}$: flujo de saturación básico para la pista tipo j, durante el período de medición k [ADE/h]

$q^k_{z,j}$: flujo de vehículos tipo z que circulan por la pista tipo j, durante el período de medición k [veh/h]

$\hat{f}^k_{z,j}$: factor de equivalencia de los vehículos tipo z que circulan por la pista tipo j, durante el período de medición k [ADE/veh]

El Factor de Ancho ($F_{ANCHO,j}$) representa el efecto retardador del ancho de la pista sobre el intervalo de los autos, y su formulación se encuentra en el *Anexo B*. El Flujo de Saturación Básico ($\hat{S}^{k}_{BASICO,j}$) fue derivado por Bartel (1998), la tabla con los valores se puede encontrar también en el *Anexo B*.

En la práctica se puede constatar que no todos los vehículos giran hacia la pista interior de la vía a la que ingresan, sino que se distribuyen indistintamente entre todas las pistas de esta vía. Es decir, si la vía de ingreso tiene tres pistas implica que la mayoría de los vehículos gira, por lo general, hacia la segunda o tercera pista, por lo cual el radio de giro de la acera pierde significancia, tomando importancia el número de pistas de la vía a la que se ingresa. Debido a lo anterior es que se hizo necesario definir un nuevo concepto que internalice estos efectos. Este concepto, denominado Radio Corregido, cuya formulación se encuentra en el *Anexo B*.

2.2.6 Capacidad real

El flujo de saturación representa la capacidad para una pista en el caso de que el semáforo le otorgue el 100% del tiempo en luz verde. Pero en caso que un porcentaje del tiempo los vehículos estén imposibilitados de descargarse, ese tiempo no puede ser considerado para la capacidad. Por lo tanto la Capacidad real para la pista i (Q_i) se define como:

$$Q_i = s_i \cdot \lambda_i \qquad (2.10)$$

2.2.7 Grado de saturación

El *Grado de Saturación* (*x*) es la razón entre el flujo (demanda) y la capacidad real (oferta):

$$x = \frac{Demanda\ de\ tráfico}{Oferta\ vial} \tag{2.11}$$

El Grado de Saturación es un indicador del nivel de la congestión. En términos matemáticos el Grado de Saturación de la pista *i* (x_i) está determinado por la siguiente ecuación:

$$x_i = \frac{q_i}{\lambda_i \cdot s_i} = \frac{q_i}{Q_i} \tag{2.12}$$

2.3 Demora

A continuación se revisará, en una primera instancia, la definición general para el concepto de demora. Luego se expondrá respecto a las demoras específicamente en intersecciones semaforizadas: su importancia, los procesos presentes, sus componentes y algunas consideraciones específicas.

2.3.1 Definición general de demora para un vehículo

En la literatura es posible encontrarse con diferentes definiciones para la demora, pero dichas definiciones apuntan a lo mismo. En este trabajo emplearemos sólo algunas de ellas, para no ser redundantes. Luego se realizará un análisis exhaustivo

de estas definiciones, con el fin de aclarar todos los puntos que podrían prestarse para distintas interpretaciones.

El TRB (1965) define demora de un vehículo como "*el tiempo consumido por un componente del tráfico que está impedido de moverse por algún elemento sobre el cual no tiene control. Usualmente se expresa en segundos por vehículo*". Es decir, si algún elemento le impide al conductor transportarse a la velocidad que el desearía, este elemento (que podría ser por ejemplo un auto accidentado que bloquea una pista o un disco pare) le está haciendo al conductor consumir un tiempo adicional, al que denominaremos demora. El HCM (2000), hace una definición más simple, que implica exactamente lo mismo, define demora como "*el tiempo adicional experimentado por un conductor, pasajero o peatón*".

Respecto a la definición del año 2000 es necesario de aclarar:

a) Siempre se consume tiempo en viajar, HCM especifica que la demora corresponde a un tiempo adicional, es decir, un tiempo además del necesario para el trayecto. El tiempo necesario para el trayecto es aquel el que se hubiese destinado si no hubiese elementos, no controlados por el usuario, que lo retrasen.
b) Se pudiese argumentar que es discutible que el tiempo que permanece un vehículo haciendo labores (por ejemplo transferencias) sea un tiempo perdido. En ese caso es bueno ratificar que realizar una labor es algo sobre lo cual el usuario tiene control y la demora solo considera aquellas pérdidas de tiempo sobre las cuales el usuario no tiene control (involuntarias), como se especifica en la definición del año 1965.

Gráficamente la situación general para un móvil cualquiera se puede observar en la *Figura 2.3*.

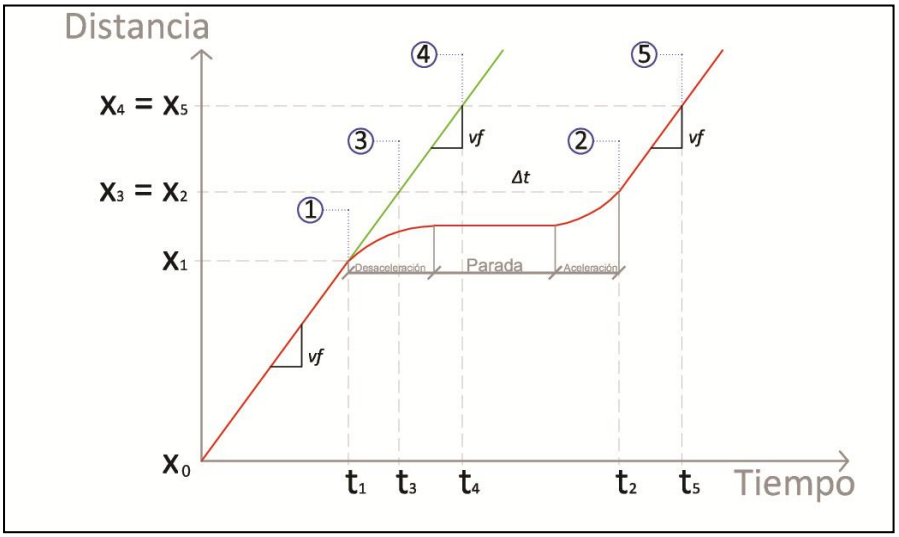

Figura 2.3: Gráfico posición versus tiempo para parada total

Fuente: Elaboración propia

En la *Figura 2.3* podemos observar un móvil que desea hacer el trayecto entre x_0 y x_4 (que es el mismo que x_5). Si el móvil hubiese podido desarrollar todo el trayecto a una *velocidad de flujo libre*[1], hubiera tardado un tiempo t_4 en realizar el trayecto. Sin embargo por razones ajenas al móvil *j* alcanzó el punto x_4 en t_5. La demora del móvil *j* en el trayecto $u = x_4 - x_0$ (d_u^j) viene dada por la *Ecuación 2.13.*

$$d_u^j = t_5 - t_4 \qquad (2.13)$$

[1] La *Velocidad de Flujo Libre* (V_f) corresponde a la velocidad del vehículo en el trayecto cuando no se presentan elementos restrictivos.

La demora puede presentarse también como una consecuencia de una *parada parcial*[2], tal como se observa en la *Figura 2.4*:

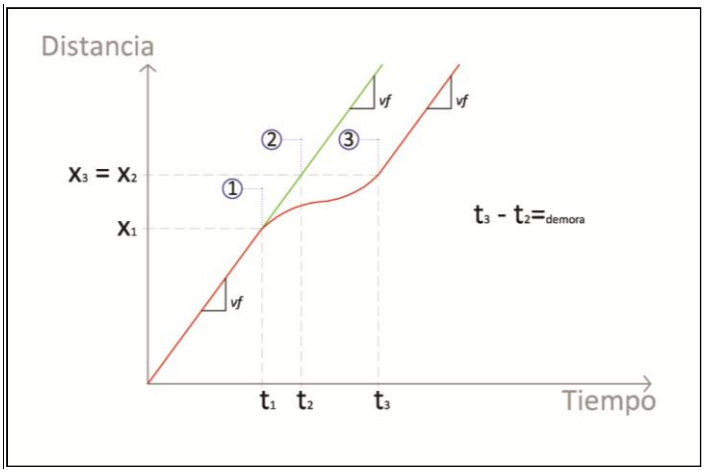

Figura 2.4: Gráfico posición versus tiempo para parada parcial

Fuente: Elaboración propia

[2] *Parada Parcial* es cuando la velocidad nunca es cero, hay desaceleración y aceleración, pero no hay detención.

La velocidad de flujo libre no tiene porque ser la misma en todo el trayecto, y se pueden presentar velocidades de flujo libre diferentes en distintos tramos del trayecto. Un ejemplo de esta situación se presenta en las *Figura 2.5*.

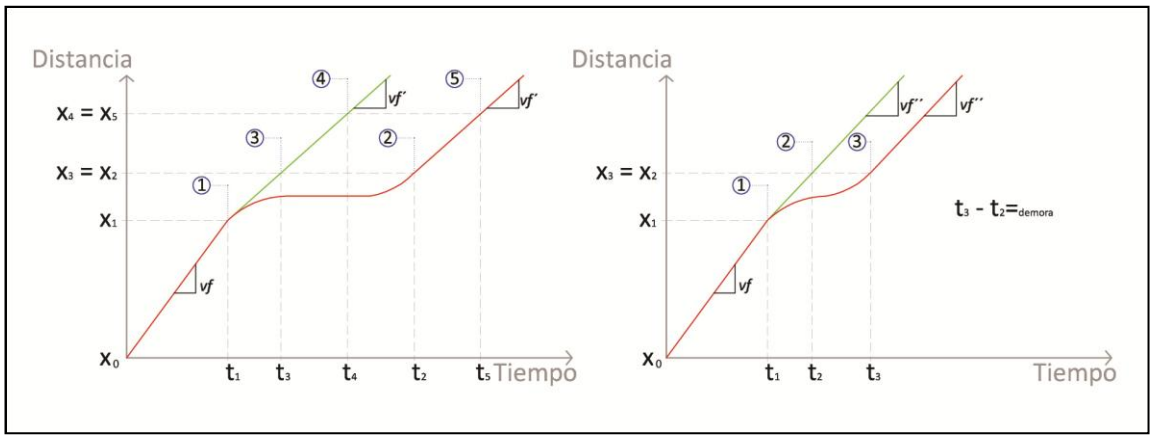

Figura 2.5: Gráfico posición versus tiempo para distintas velocidades de flujo libre

Fuente: Elaboración propia

De todos modos, estas pequeñas variantes no modifican el concepto de fondo de la definición de la demora.

La demora es el resultado de la suma de tres partes: (1) *demora por desaceleración*, (2) *demora por parada o detención* y (3) *demora por aceleración*. Tal como se observa en la *Figura 2.4*.

La demora por desaceleración corresponde al tiempo adicional experimentado por el vehículo en su etapa de frenado. La demora por detención corresponde exactamente al tiempo que el vehículo está detenido. Esta componente no es experimentada por todos los vehículos, dado que los vehículos que experimenten una parada parcial

tienen una demora por detención igual a cero. Por último la demora por aceleración corresponde al tiempo adicional empleado para retornar a la velocidad de flujo libre.

2.3.2 Demora en intersecciones semaforizadas

Con los criterios revisados la *Sección 2.3.*1 podemos ver que cualquier elemento que no esté bajo el control del conductor puede derivar en una demora. Los elementos pueden ser variados, por ejemplo: disminución de capacidad (accidente o bloqueo de alguna pista) del arco, una señal prioritaria al aproximarse a una intersección prioritaria o bien un semáforo en una intersección semaforizada. Estos dos últimos elementos corresponden a demoras propias de las intersecciones. El ITE (1995), define la demora en intersecciones como: *"la diferencia entre el tiempo requerido por un móvil en atravesar la intersección y el tiempo que en realidad se necesita bajo las condiciones geométricas, de tráfico y control que existen en la realidad"*.

A continuación se revisa el caso correspondiente a las demoras producidas por el elemento semáforo -demoras en intersecciones semaforizadas-, el cual será el tema de estudio en el presente trabajo.

La demora ocasionada por el semáforo es una de las más relevantes de las diferentes demoras que se presentan en el transporte, dado lo frecuentes que son los semáforos en los viajes urbanos hoy en día.

Para el caso de las intersecciones semaforizadas, el HCM (2000) determinó que el Nivel de Servicio (*NS*) depende directamente de la demora experimentada por los vehículos. El manual estableció seis niveles de *NS*: A, B, C, D, E y F (donde A indica el mayor *NS*). La *Tabla 2.3* presenta los criterios para los seis niveles, y se puede verificar que los diferentes escalafones están directamente determinados por la demora.

Tabla 2.1: Nivel de servicio intersección semaforizada según demora experimentada

Tipo	Demora de control por vehiculo (s/veh)
A	≤10
B	>10-20
C	>20-35
D	>35-55
E	>55-80
F	>80

Fuente: Highway Capacity Manual 2000

2.3.3 Proceso de Demora para varios vehículos

Para explicar el proceso general de demora en una intersección semaforizada para varios vehículos se ocupará el un gráfico posición versus tiempo de la *Figura 2.6*, el cual muestra cuatro vehículos cualquiera que arriban a la intersección. El primero de ellos llega a la intersección cuando la luz esta en verde y no hay cola en la intersección, por lo tanto pasa sin sufrir una disminución de velocidad y con demora igual a cero. El segundo vehículo llega cuando la luz esta en rojo y se detiene, es el primer vehículo en cola, y experimenta una demora. El tercer vehículo llega también cuando la luz esta en roja, se pone en cola tras el segundo vehículo que arribo, de forma tal que se detiene y sufre una demora. La demora que experimenta el tercer vehículo es de distinta magnitud que la del segundo vehículo. En tanto, el cuarto vehículo llega cuando la luz esta en verde, pero aun no se ha disipado toda la onda de choque que se produjo por la luz roja, por lo tanto debe disminuir su velocidad, pero

no experimenta una parada total (sino que una parada parcial), la cual tiene asociada una demora, de distinta magnitud que la del segundo y tercer vehículo.

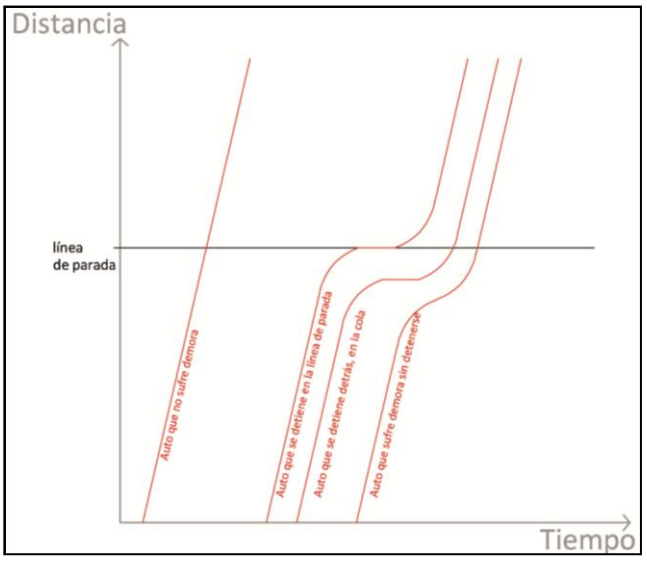

Figura 2.6: Gráfico demora en una intersección semaforizada

Fuente: Allsop 1972

En la *Figura 2.6* el segundo vehículo que arriba a la intersección experimenta primero una demora por desaceleración, luego una demora por detención y por último una demora por aceleración. Estas tres componentes sumadas formulan su demora total del *vehículo 2*. Pero no todos los vehículos experimentan la componente correspondiente a la demora por detención, por ejemplo el cuarto vehículo de nuestra situación nunca está detenido totalmente, por lo tanto su demora corresponde a la suma de la demora por desaceleración y la demora por aceleración.

La demora total de la intersección para un período *t* (D^t) viene determinada por la sumatoria de todas las demoras unitarias durante el período *t* de las pistas *i* que componen la intersección:

$$\mathrm{D^t} = \sum_i D_i^t \qquad (2.14)$$

A su vez la demora total de las pista *i* para un período *t* (D_i^t), viene determinada por la sumatoria de las demoras individuales de cada vehículo *k* que utiliza la pista *i* en el período *t* ($d_{i,k}^t$):

$$D_i^t = \sum_k d_{i,k}^t \qquad (2.15)$$

Muchas publicaciones utilizan la abreviación *E[w]* para referirse a la demora total de la pista (*D*), esta nomenclatura tiene su origen en que hace referencia a la esperanza de la espera ("wait" en Inglés).

La demora promedio de *n* vehículos que usan la pista *i* de la intersección durante el período *t:*

$$d_i^t = \frac{D_i^t}{n} \qquad (2.16)$$

Normalmente el período de medición t viene enunciado con anterioridad. Por lo tanto será muy frecuente no especificarlo y utilizar la siguiente nomenclatura:

$$D = D^t \qquad (2.17)$$

$$D_i = D_i^t \quad (2.18)$$

$$d_i = d_i^t \quad (2.19)$$

$$D_i = D_i^t \quad (2.20)$$

$$d_i = d_i^t \quad (2.21)$$

2.3.4 Demora y aleatoriedad

En una intersección semaforizada, para un intervalo de análisis de duración *t*, la magnitud de la demora promedio de los vehículos que transitan por la pista *i* está influenciada, entre otras cosas, por el tiempo de ciclo *c*, el reparto ($V_{ef\ i}$ y $R_{ef\ i}$ correspondientes), el flujo de saturación s_i de la pista y su flujo q_i. Por lo tanto la demora es una función de la forma:

$$d_i(V_{ef\ i}, c, s_i, q_i, \dots) \quad (2.22)$$

De todas las posibles variables que influyen en la determinación de la demora, la más determinante es la relación entre el flujo (q_i) y la capacidad real (Q_i) de la pista, dada por el grado de saturación (x_i). Es decir, pese a que todas las variables inciden en la demora, ni una determina tanto el resultado final como x_i.

Gibson 1981 y Hadjes 1989 demostraron que es posible reescribir una buena aproximación a la función de demora promedio con una expresión de la forma $d_i^t(x_i)$. Esta demostración supone situaciones de homogeneidad interna en el período *t*, es decir, es válida para un lapso breve de tiempo donde no hay mayores cambios en la capacidad real de la pista (Q_i), lo que implica que el grado de saturación solo varía dentro del intervalo de acuerdo a la variación del flujo al interior del período.

La relación entre d_i y x_i es de carácter no lineal, dado que la demora promedio de la pista se incrementará cada vez más a medida que aumente el grado de saturación de esta. Esta relación incremental es algo intuitivo, por el efecto de la aleatoriedad (revisar *Figura 2.7*). Las primeras veces que se mencionó la importancia de los efectos aleatorios en la demora fue en los años 30, empleando un parangón de la situación del tráfico con otras situaciones de la teoría de colas o también conocida como teoría de las líneas de espera. Para esta similitud se trató a los autos como los clientes y el semáforo como el servidor.

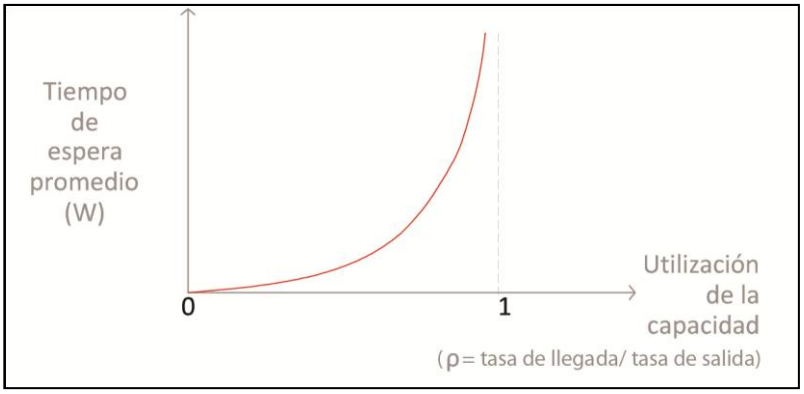

Figura 2.7: relación intuitiva en líneas de espera

Fuente: clases Gestión de Operaciones UC

Pese a que se sabía intuitivamente, fue Wardrop (1952) quien hizo el primer reporte y algunos cálculos respecto a la relación no lineal entre la demora y el grado de saturación, como se puede observar en la *Figura 2.8*. C.V. Wardrop especificó que para grados de saturación altos la demora real es mayor a la presupuestada mediante llegadas determinísticas, debido a las fluctuaciones propias de la aleatoriedad. Estas

últimas hacen que el número de vehículos que arriban por ciclo en ocasiones sea menor que el de otro ciclo y en ocasiones sea mayor. Wardrop realizó algunos cálculos del efecto (sin presentar ni una formulación que incluyera dichos efectos) simulando las demoras con llegadas de Poisson, los cálculos ratificaron lo expuesto.

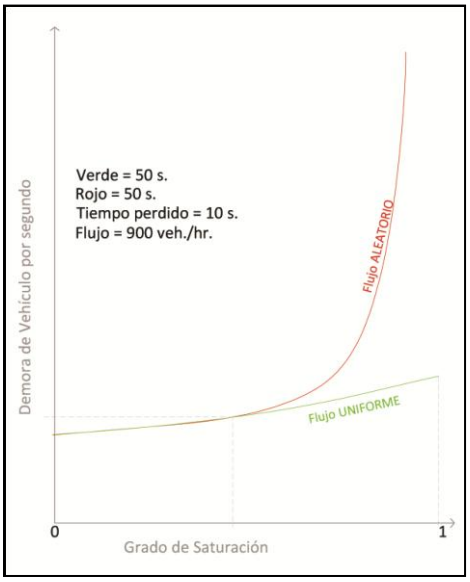

Figura 2.8: Relación demora y grado de Saturación

Fuente: Wardrop 1952

Pese a lo anterior, como se comentó en un inicio, el grado de saturación no es la única variable incidente en la estimación de demoras. Otras variables influyen, aunque de forma menos relevante. La incidencia de estas variables puede explicar que en una situación de un grado de saturación un poco menor se pueda tener una demora mayor.

2.3.5 Componentes de la demora

A partir del conocimiento de los efectos de la aleatoriedad en la demora, se ha elaborado una fundamentación para describir en términos cuantitativos la curva de la demora en función de su variable fundamental x_i. La mayoría de las publicaciones han consensuado una estructura de composición para la curva de demoras en intersecciones semaforizadas. Este modelo desarrolla una explicación con dos componentes principales:

-*Componente Uniforme* de la demora (*DU*), la cual es denominada con varios nombres, por ejemplo *Demora Fija*, etc.

-*Componente Excedente* de la demora (*DAS*), la cual también es denominada con el nombre de *Demora por Aleatoriedad y Sobresaturación* (el cual le da la sigla a la abreviación). Este componente está a la vez compuesto por otros dos: *Demora Aleatoria* (*DA*) y la *Demora Sobresaturada* (*DS*).

Esta es la misma composición que se ha estudiado para los modelos de teoría de colas. Podemos decir entonces que la demora de la pista *i* es la suma de dos componentes, tal como se muestra en la *Ecuación 2.23*.

$$D_i = DU_i + DAS_i \tag{2.23}$$

$$DAS_i = DA_i + DS_i \tag{2.24}$$

A continuación revisaremos cada una de las componentes de la demora en forma separada.

a) Componente Uniforme de la demora

Representa la demora experimentada por los vehículos que llegan a una línea de detención semafórica, por la mera existencia del semáforo. Es decir, esta componente se presenta inclusive para grados de saturación bajos, cuando no se ha excedido la capacidad y no hay cola inicial. Es una demora que se presenta por la posibilidad de que el vehículo llegue durante la roja o la onda de choque remanente de la luz roja. Tiene un comportamiento medianamente lineal respecto al grado de saturación.

b) Componente Excedente de la demora

Cuando los grados de saturación aumentan y la demanda se empieza a acercar a la capacidad aparecen los componentes de demora adicionales a la uniforme. Encontramos dos elementos que componen la Demora Excedente: la Demora Sobresaturada y la Componente Aleatoria de la Demora.

i) Demora Sobresaturada

Esta componente de la demora se produce como una consecuencia de la sobresaturación, es decir, cuando la llegada de vehículos a la línea de detención es mayor que la descarga de éstos durante el período de verde de cada ciclo ($x_i > 1$). En estos casos la intersección no tiene capacidad suficiente para servir a los flujos que recibe de manera adecuada, por lo que una cola no logrará disiparse completamente durante el verde. Por lo cual un vehículo que entra a ella durante el rojo avanzará algo durante el verde, pero no logrará salir de ella en ese lapso y deberá detenerse

nuevamente. En estos casos, se dice que la intersección está sobre*saturada*. Cuando al terminar el intervalo de verde, aún queda una cola en la pista correspondiente, dicha cola se conoce como "cola de sobresaturación" (*Overflow Queue*) o "cola remanente".

Las razones por las que se puede presentar una sobresaturación de Q son básicamente tres:

- Por una condición sistemática en la cual demanda (q) supera a la oferta (Q).
- Por fluctuaciones temporales de q, que hacen que eventualmente la demanda supere la oferta, $q \geq Q$.
- Por fluctuaciones temporales de Q, que hacen que eventualmente la demanda supere la oferta, $q \geq Q$.

ii) Componente Aleatorio de la demora

Esta componente de la demora, conocida como la *Demora Aleatoria*, se produce como una consecuencia de los efectos de la aleatoriedad en el tráfico. Representa a todos aquellos elementos de la demora que no son considerados por la demora uniforme y que se presentan por las fluctuaciones del tráfico de un ciclo a otro. Estas perturbaciones aleatorias tienen un efecto no lineal sobre la demora respecto al grado de saturación (existe en todos los rangos, pero se agudiza para *Grados de Saturación* altos).

El Capacity Guide for Signalized Intersections (ITE 1995) se postula que las componentes excedentes de la demora no tienen relevancia cuando se cumplen las relaciones de la *Tabla 2.4*.

Todas las componentes de la demora, recientemente mencionadas se pueden apreciar en la siguiente curva de la Figura 2.9 realizada a partir de un ejemplo.

Tabla 2.2: Irrelevancia componentes excedentes

S (veh/hr)	x
>400	< 0,6
>1000	< 0,8

Fuente: ITE 1995

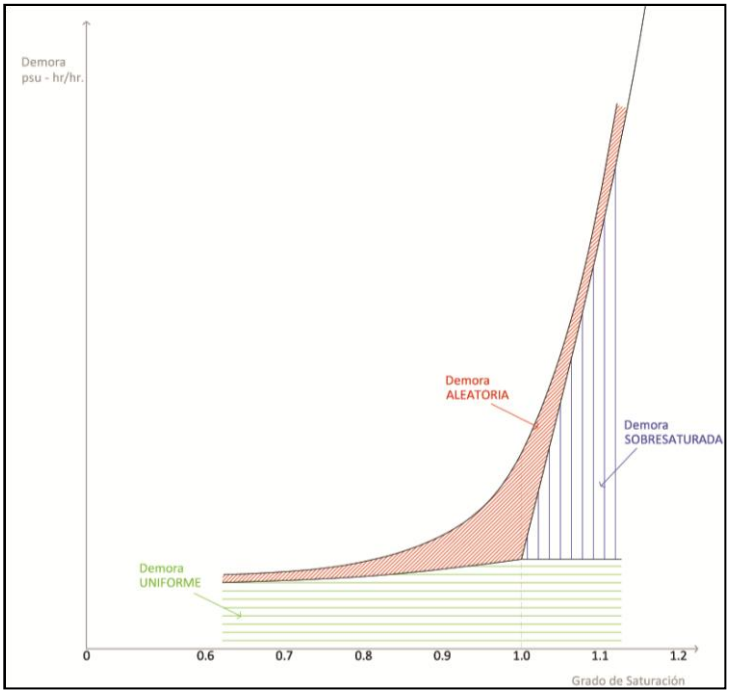

Figura 2.9: Gráfico demora en una intersección semaforizada

Fuente: Manual de Transyt

Otra consideración importante de aclarar es que el *Componente Geométrico de la Demora*, no fue incluido en la revisión dado que este componente está presente sólo en intersecciones prioritarias y no se considera en intersecciones semaforizadas.

La componente geométrica de la demora hace referencia al tiempo mínimo perdido por la aceleración y desaceleración propia del chequeo para ver si existe un vehículo en la rama prioritaria. Es decir, la demora geométrica se produce independiente de que haya cola o que haya presencia de vehículos en la vía prioritaria que impidan el acceso.

En tanto, la intersección semaforizada no tiene este chequeo, ya que en caso que la luz este en verde el auto pasa sin chequear. En la intersección semaforizada la aceleración y desaceleración están consideradas tanto en los modelos de capacidad como en los modelos de demora.

2.4 Formulaciones para la estimación de la demora

Pese a que la demora no es un elemento excesivamente complejo en términos de su comprensión teórica, si es un elemento extremadamente complejo en cuanto: (a) su medición y (b) sus estimaciones predictivas, tal como señaló Webster (1958). La creación de formulaciones que permitan predecir y cuantificar la estimación de la demora en una intersección semaforizada de programación fija ha sido materia de estudio en diversas investigaciones.

Para ordenar y simplificar la comprensión del texto, se presenta en la *Figura 2.10* un esquema general con los distintos tipos de modelos. Existen tres familias de modelos: *Estacionarios sin Aleatoriedad*, *Estacionarios con Aleatoriedad* y los *Modelos Dependientes del Tiempo*. Las dos primeras familias de modelos corresponden a una primera rama, donde el cálculo es independiente de la duración

del intervalo del tiempo de la medición. La tercera familia de modelos es de una rama en la cual si considera la duración del intervalo del tiempo de la medición.

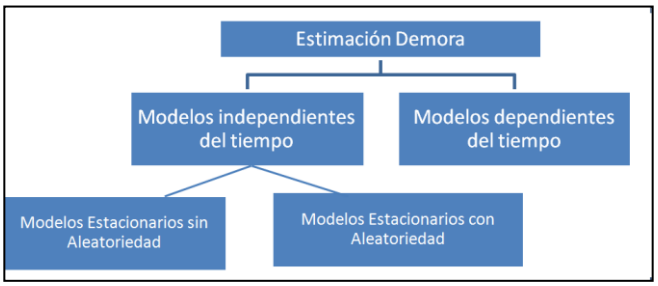

Figura 2.10: Esquema de tipos de modelos

Fuente: Elaboración propia

A continuación se expondrán las diferentes formulaciones y teorías utilizadas para predecir la estimación de la demora, de las tres familias ya expuestas. Paralelamente se irá explicando los diferentes factores que fueron introduciendo los distintos autores.

2.4.1 Literatura internacional

Se realizará un recorrido cronológico, destacando los aspectos distintivos de cada autor. Son muchos los autores que han trabajado el tema, por lo tanto se hará una selección de los más relevantes e influyentes, cuyas investigaciones marcaron un aporte particular. Se revisarán las diversas expresiones algebraicas derivadas y la evolución conceptual a lo largo del tiempo.

a) Formulaciones Estacionarias sin Aleatoriedad

La primera formulación de este tipo fue propuesta por Clayton (1941), la cual fue difundida por Wardrop (1952) y Matson et al. (1955).

Estas expresiones para estimar la demora unitaria promedio asumen arribos de vehículos uniformes (con tasa de arribo constante de *q* y intervalos constantes de llegada de *1/q* entre vehículos) y una tasa fija y constante de servicio, de *s*, durante la verde.

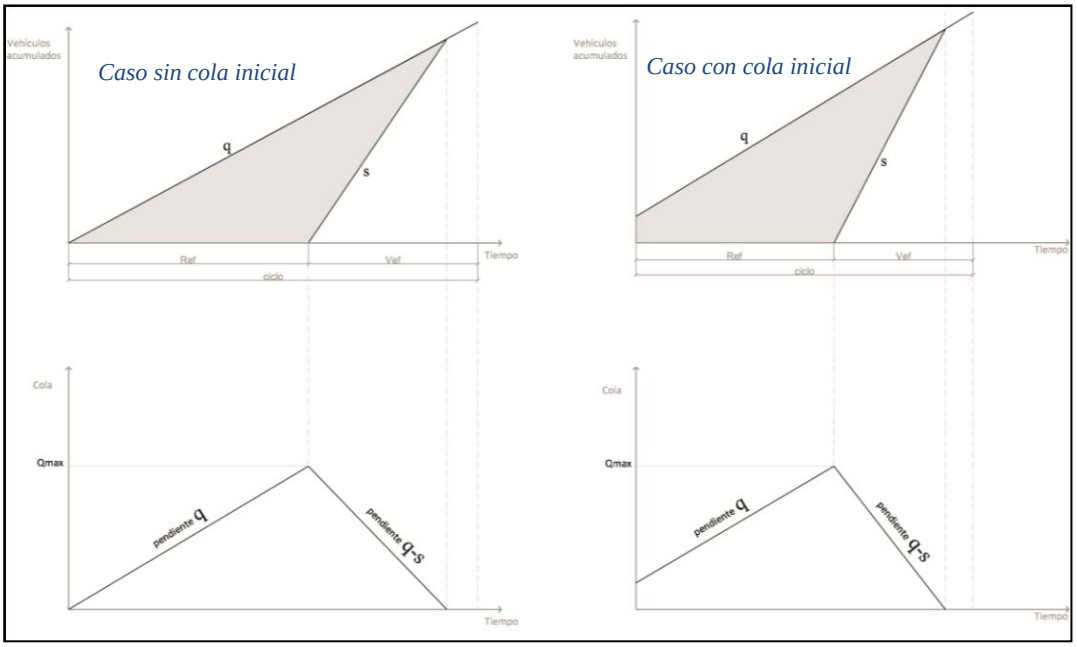

Figura 2.11: Caso Estocástico sin Aleatoriedad de la demora, con y sin cola inicial

Fuente: Elaboración propia

La demora promedio para cada uno de los vehículos, en caso de una situación sin cola inicial y con una oferta mayor que la demanda ($q \cdot c \leq \lambda \cdot s$) viene dada por la siguiente expresión, la cual denominaremos modelo clásico de Clayton:

$$d_i = \frac{c \cdot (1-\lambda_i)^2}{2 \cdot (1-\gamma_i)} \qquad (2.2)$$

Donde:

γ_i: $factor\ de\ carga\ de\ la\ pista\ i\ = \frac{q_i}{s_i}$

Existen varias demostraciones para esta fórmula, por ejemplo Wardrop (1952) realiza una demostración bastante genérica. Pero sin duda la demostración más sencilla e intuitiva es a partir de la geometría de la situación observada, considerando la demora como el área bajo la curva en un gráfico vehículos acumulados versus tiempo (*Figura 2.11*). Esta demostración se encuentra presente en el *Anexo C* de este trabajo.

Suponer arribos uniformes y constantes en el tiempo es un supuesto demasiado heroico en la estimación de la demora. La condición de arribos uniformes hace que se subestime en exceso la valorización real de la demora para grados de saturación más altos, dado que ignora los efectos de la aleatoriedad. En términos prácticos, la modelación de Clayton sólo consideró la Componente Uniforme de la demora, dejando de lado las Componentes Excedentes de la demora, fundamentales para situaciones de grados de saturación más altos. Pese a lo expuesto, el trabajo de Clayton es robusto para la estimación de demoras en grados de saturación bajo y hasta el día de hoy muchas de las formulaciones modernas usan su estructura para estimar la componente uniforme de la demora.

b) Formulaciones Estacionarios con Aleatoriedad

Debido a las limitantes de los modelos Estacionarios sin Aleatoriedad surgen un grupo de trabajos con modelación aleatoria para el tratamiento del tráfico. Estos modelos proponían, a partir de diferentes distribuciones para los arribos a la pista de la intersección, estimar el tamaño de la cola que se iba formando, y a partir del tamaño de cola estimar la demora.

i) Proceso general para construcción de un modelo Estacionario con Aleatoriedad

Para describir el análisis estocástico los sucesos relevantes son: el proceso de llegada, la disciplina en la cola y el mecanismo de atención (que determina la salida) de un vehículo del sistema. Para la construcción de un modelo de estimación estacionaria con aleatoriedad de la demora existen ciertos procedimientos y conceptos generales (cualquiera sea su distribución de arribos o tasa de salidas) que son interesantes de recordar. El proceso general es como a continuación se describe.
Suponemos una situación donde pueda existir equilibrio en la estacionaridad, es decir, una oferta mayor que la demanda ($q_i \cdot c \leq \lambda_i \cdot s_i$). Si t=0 es el tiempo de partida, podemos escribir la curva de la cola $Q_i(t)$ de la siguiente forma:

$$Q(t) = \begin{cases} Q_i(0) + A_i(t) & 0 < t < R_{ef\,i} \\ Q_i(0) + A_i(t) - B_i\left(t - R_{ef\,i}\right) & R_{ef\,i} < t < t_0 \\ 0 & t_0 < t < c \end{cases} \qquad (2.26)$$

Donde:

$Q_i(0)$: cola inicial de la pista $i = Q_0$.

t_0: tiempo en el cual se disipa la cola

$A_i(t)$: vehículos acumulados en la pista *i* que han arribado para un tiempo *t*.

$B_i\left(t - R_{ef\,i}\right)$: representa el acumulado de vehículos en que disminuyo la cola para un tiempo *t* a partir de $R_{ef\,i}$.

Para poder establecer $A_i(t)$ se trabaja con una distribución cualquiera, de forma tal que la media de arribos sea *m* y su varianza σ^2, en estado de estacionaridad. Es decir se calcula cuando la situación ya entra a régimen.

En el caso que $t_0 > c$, la cola remanente del ciclo $Q_i(c)$ equivale a $Q_i(0)$ del ciclo siguiente, y así sucecivamente. Los calculos que derivan en las formulaciones se realizan para la situación de equilibrio. Al igual que para el caso sin aleatoriedad, la demora es igual al área bajo la curva, según la siguiente función:

$$D_i^c = \int_o^c Q_i(t)\, dt \qquad (2.27)$$

Esta formulación representa solamente el origen de mucha variedad de formulaciones matemáticas más complejas. Lo importante es destacar que el procedimiento general: (a) lo primero para cualquier modelación es construir una curva de la función de la cola, mientras más realistas sean las formulaciones para este fenómeno, más compleja serán. (b) Luego, se procede a calcular la demora a partir de la integral de la curva elaborada, para esta resolución algunas modelaciones realizan ciertos procedimientos para la convergencia algebraica.

ii) Revisión de formulaciones Estacionarias con aleatoriedad.

A continuación analizaremos los modelos estacionarios con aleatoriedad más relevantes.

- Modelo de Beckmann et al.

Martin Beckmann, C. Bartlett McGuire y Christopher B. Winsten en su libro "Studies in the Economics of Transportation", Beckmann et al. (1956), realizaron la primera formulación para demoras que considera los efectos aleatorios en el flujo. Beckmann et al. (1956) proponen una relación para la demora empleando modelos estocásticos con escalas de tiempo discreta. Este modelo, al igual que el modelo determinístico, tiene una fundamentación puramente teórica. La formulación considera arribos distribuidos mediante una distribución Binomial ($\frac{\sigma^2}{m} < 1$) y una tasa de servicio constante. La función propuesta queda en función de largo de cola inicial desconocida al comienzo del ciclo (Q_0). Beckman lo hizo discretizando el tiempo en intervalos de 1 unidad, con posibilidad binomial de que exista 1 o bien 0 vehículos en dicho intervalo. De esta forma la demora queda determinada por:

$$d_i = \frac{R_{ef\,i}}{c(1-\alpha)}\left[\frac{Q_0}{\alpha} + \frac{R_{ef\,i}+1}{2}\right] \qquad (2.28)$$

Donde:

α: densidad de flujo para el ciclo para la pista i.

Q_o: cola inicial al comienzo del ciclo para la pista i, también conocido como $Q_i(0)$ en vehículos.

Si generalizamos la situación para cualquier largo de intervalos, con la misma metodología, la expresión de Beckman para la demora queda expresada por:

$$d_i = \frac{R_{ef\ i}}{c(1 - q_i/s_i)}\left[\frac{Q_0}{q_i} + \frac{R_{ef\ i} + 1}{2}\right] \qquad (2.29)$$

-Modelo de Webster

Posteriormente en el año 1958 se presentó el trabajo de F.V Webster. Pese a que varios trabajos posteriores han elaborado teorías más avanzadas, el trabajo de Webster es pionero y sentó las bases de múltiples investigaciones posteriores.
Webster (1958) obtiene una relación "semi-empírica" para la demora promedio, suponiendo llegadas Poisson. Su trabajo analiza dos opciones: (a) si llega en verde se une a la cola o si no hay cola no tiene demora, en tanto (b) si llega en rojo se une a la cola. De esta forma la formulación propuesta quedo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$d_i = \frac{c \cdot (1 - \lambda_i)^2}{(1 - \gamma_i)} + \frac{x_i^2}{2 \cdot q_i \cdot (1 - x_i)} - 0{,}65 \cdot \left(\frac{c}{q_i^2}\right)^{1/3} x_i^{2+5\lambda_i} \qquad (2.30)$$

El primer término de Webster es el mismo que obtuvo Clayton y representa la Componente Uniforme de la demora. El segundo término de la formulación, que representa la Componente Aleatoria de la demora, supone un tiempo que distribuye exponencial entre los arribos dados, con una media *1/q*. Es decir, las llegadas efectúan mediante arribos con una distribución de Poisson. Además considera tasa de

servicio determinística constante de *s*. Para derivar este segundo término se puede emplear las condiciones del trabajo de Kendall (1951) y la aproximación de Pollaczek-Kintchine. Por último, el tercer término de la formulación corresponde a un componente derivado íntegramente de forma experimental, corresponde a un factor de corrección introducido para reducir la diferencia entre los resultados estimados y los obtenidos. Estos resultados "reales" fueron obtenidos a partir de mediciones realizadas por Webster reproduciendo la realidad en un laboratorio, mediante una máquina que simula el comportamiento del tráfico. Para obtener el término de corrección Webster realizó las regresiones correspondientes.

Webster (1958) plantea que las mediciones del tercer término de la formulación fluctúan siempre entre el 5% y el 15% del valor final, por lo tanto propuso simplificar la expresión considerando solo los dos primeros términos y multiplicándolos por 0,9. La modificación a la formulación fue ratificada posteriormente por Webster y Cobbe (1966), quedando definitivamente la expresión:

$$d_i = 0{,}9 \cdot \left[\frac{c \cdot (1-\lambda_i)^2}{(1-\gamma_i)} + \frac{x_i^2}{2 \cdot q_i \cdot (1-x_i)} \right] \qquad (2.31)$$

Webster y Cobbe (1966) explicitan que la fórmula de la expresión se ajusta a la realidad hasta x_i<0,9, y que a la fecha de la publicación no había cuantificación matemática para grados de saturación mayores.

Luego de Webster se presentaron muchos modelos, basados en procesos estacionarios que consideran aleatoriedad, por ejemplo Blunden (1962), Haight (1959) y Darroch (1963).

-Modelos de Miller, Newell y NcNiel

Una de l|as fórmulas más reconocidas es la de Miller (1963 y 1964). Este autor incorpora la necesidad de examinar las situaciones donde los arribos no son necesariamente representados por una distribución de Poission (como lo había planteado el trabajo de Webster y la gran mayoría de los trabajos hasta aquella fecha). Miller buscaba generar una formulación capaz de adecuarse a las distintas distribuciones de arribos.

Con el fin de generar una fórmula capaz de ajustarse a distintas distribuciones en los arribos, Miller utilizó el hecho de que sabía que la distribución de Poisson lleva implícito $\frac{\sigma^2}{m} \approx 1$. Por esta razón, propuso un parámetro denominado *Índice de Dispersión* (*I*), que represente a $\frac{\sigma^2}{m}$, que sea capaz de tomar en consideración el efecto de las otros tipos de distribuciones. El parámetro *I* se encuentra definido por la siguiente expresión:

$$I_i = \frac{Varianza\ del\ flujo\ entre\ ciclos\ en\ la\ pista\ i}{Promedio\ de\ flujo\ por\ ciclo\ en\ la\ pista\ i} \qquad (2.32)$$

El parámetro *I* permite que la fórmula entregue mejores resultados en caso de que los arribos no se vean muy bien representados por una distribución de Poisson. Luego, la expresión de Miller 1963 y 1964 viene determinada por la *Ecuación 2.33*.

$$d_i = \frac{(1-\lambda_i)}{2\cdot(1-\lambda_i x_i)} \cdot \left[c\cdot(1-\lambda_i) + A + \frac{I_i + \lambda_i x_i - 1}{s_i}\right] \qquad (2.33)$$

Con:

$$A = \begin{cases} \frac{(2x_i - 1) \cdot I_i}{q_i \cdot (1 - x_i)} & x_i > \frac{1}{2} \\ 0 & x_i \leq \frac{1}{2} \end{cases} \quad (2.34)$$

El segundo término dentro del corchete de la *Ecuación 2.33* corresponde a la demora ocasionada por la cola remanente presente al iniciar el período de medición. La fórmula propuesta por Miller es sólo válida para grados de saturación menores que uno.

El mismo Miller (1968) planteó una nueva formulación, dado que su primera fórmula exageraba los valores para la cola remanente para grados de saturación superiores a 0,6. Por esta razón propuso la formulación de la *Ecuación 2.35* para grados de saturación entre 0,4 y 0,96.

$$d_i = \frac{(1 - \lambda_i)}{2 \cdot (1 - \gamma_i)} \cdot \left[c \cdot (1 - \lambda_i) + \frac{exp\left[-1{,}33 \cdot (\lambda_i \cdot c \cdot s_i)^{\frac{1}{2}} \cdot (1 - x_i)/x_i \right]}{q_i \cdot (1 - x_i)} \right] \quad (2.35)$$

Otra importante formulación es la realizada por Newell (1965), el cual deriva la expresión para la demora con arribos aleatorios a partir del método de Bailey para la teoría de colas. La fórmula a la que llega es expuesta en la *Ecuación 2.36*.

$$d_i = \frac{(1 - \lambda_i)^2}{2 \cdot (1 - \gamma_i)} + \frac{I_i \cdot H(\mu) \cdot x_i}{2 \cdot q_i \cdot (1 - x_i)} + \frac{I_i \cdot (1 - \lambda_i)}{2 \cdot s_i \cdot (1 - \gamma_i)^2} \quad (2.36)$$

Donde:

$$\mu = \frac{\left(s_i \cdot V_{ef\,i} - q_i \cdot c_i \right)}{\sqrt{I_i \cdot s_i \cdot V_{ef}}} \quad (2.37)$$

$H(\mu)$ es una función decreciente que se obtiene de una integral cuyos extremos son *H(0)*=1 y *H(1)=0,25*, descrita por la formulación de la *Ecuación 2.38*.

$$H(\mu) = \frac{2\mu^2}{\pi} \int_0^{\pi/2} tan^2\,\theta \left\{ -1 + exp\left[\frac{\mu^2}{2 \cdot cos^2\theta} \right] \right\}^{-1} d\theta \tag{2.38}$$

Cronje (1983b) propuso una aproximación bastante más sencilla para la función $H(\mu)$:

$$H(\mu) = e^{\left(-\mu - \frac{\mu^2}{2}\right)} \tag{2.39}$$

Otra formulación relevante fue diseñada por NcNiel (1968), el cual propone la estimación de la demora a partir de dos componentes: *(a)* la demora experimentada durante la luz roja (*W1*) y *(b)* la demora experimentada durante la luz verde (*W2*). NcNiel calcula *W1* y *W2* por separado y luego se obtiene la demora total al sumar ambos. El autor utilizó el método de Crommelin (1932) para tratar la teoría de colas en sus formulaciones. Las fórmulas empleadas por NcNiel son las siguientes:

$$D_i = \quad W_1 + W_2 \tag{2.40}$$

$$W_1 = \int_0^{(c - R_{ef\,i})} [Q_i(0) + A_i(t)]dt \tag{2.41}$$

$$E(W_1) = \left(c - R_{ef\,i}\right) \cdot Q_0 + \frac{1}{2} \cdot q_i \cdot \left(c - R_{ef\,i}\right)^2 \tag{2.42}$$

$$W_2 = \int_{(c - R_{ef\,i})}^{c} Q_i(t)dt \tag{2.43}$$

$$E(W_2) = \frac{1}{2 \cdot s_i \cdot (1-\gamma_i)^2} \cdot \left[(1+\gamma_i I-\gamma_i) \cdot q_i \cdot R_{ef\,i} + (1-\gamma_i)\left(2 \cdot q_i \cdot R_{ef\,i} \cdot Q_0 \cdot {q_i}^2 \cdot {R_{ef\,i}}^2 + q_i \cdot R_{ef\,i} \cdot I\right)\right] \quad (2.44)$$

$$D_i = \frac{q_i \cdot R_{ef\,i}}{2 \cdot (1-\gamma_i)} \cdot \left[R_{ef\,i} + \frac{2}{q_i} Q_0 + \frac{1}{s_i} \cdot \left(1 + \frac{I}{(1-\gamma_i)}\right)\right] \quad (2.45)$$

Dado que el número de vehículos por ciclo es de $q_i \cdot c$, la demora promedio para la pista i viene determinada por la *Ecuación 2.46*.

$$d_i = \frac{R_{ef\,i}}{2 \cdot (1-\gamma_i) \cdot c} \cdot \left[R_{ef\,i} + \frac{2}{q_i} Q_0 + \frac{1}{s_i} \cdot \left(1 + \frac{I}{(1-\gamma_i)}\right)\right] \quad (2.46)$$

-Limitación de los modelos Estacionarios con Aleatoriedad

Los diferentes modelos estacionarios con aleatoriedad fueron analizados y comparados teóricamente por Allsop (1972), en tanto Hutchinson (1972) hace una comparación numérica de las ecuaciones de Newell, Miller y Webster. Las principales limitaciones que se pueden identificar para los modelos estacionarios con aleatoriedad son:

a) No son válidos para grados de saturación altos: cercanos a uno y superiores. Los modelos se indeterminan para $x = 1$ y tiende a infinito cuando $x \rightarrow 1$. Esta última situación no es real, dado que no existen demoras infinitas.

b) Para la construcción de los modelos estacionarios con aleatoriedad se ha realizado el supuesto de que la intersección se encuentra en estado de régimen ($q_i \cdot c < s_i \cdot \lambda_i \cdot c$), es decir no saturada. Bajo ese supuesto que

los modelos se construyen para estados de equilibrio, donde la demanda no varía en el tiempo. Ahora bien en la práctica la demanda y la capacidad varían en un cierto plazo.

c) Formulaciones dependientes del tiempo

Se han revisado los modelos Estacionarios con Aleatoriedad (steady state en inglés) y los Estacionarios sin Aleatoriedad (deterministic en inglés). Es preciso señalar que ambas teorías - colas estacionarias o colas deterministas - cuando se aplican solas son inadecuadas para estimar colas y demoras.

De estas dos aproximaciones tradicionales al problema, cada una satisface parcialmente los requerimientos de modelación del fenómeno de formación y disipación de colas vehiculares (y sus demoras correspondientes).

Dado las limitaciones de los modelos estacionarios para responder a esta situación, es que surge una tercera familia de modelos: los modelos dependientes del tiempo (se les conoce como *time-dependent* en inglés).

El nombre de estas familias de modelos surge porque ahora el largo del intervalo de medición es relevante. A diferencia de los modelos anteriores (estacionarios con aleatoriedad y los estacionarios sin aleatoriedad), ahora sí es importante el tiempo de análisis, pues ya no existe equilibrio operacional (las colas aumentan con el tiempo, suponiendo que las condiciones se mantienen), por eso es importante establecer por cuánto tiempo se presenta esta situación.

Es importante aclarar, que si bien una situación sobresaturada, en teoría (suponiendo una situación en estado de régimen), debiera llevar a colas infinitas, en la práctica no es así, dado que se presenta sólo en un intervalo finito de tiempo, en el cual se mantiene dicha condición, luego la intersección tenderá a bajar el flujo y empezará a

descongestionarse. En otras palabras, no existen, en la experiencia real del transporte, situaciones con muchas horas con sobresaturación, sino que en la práctica la sobresaturación se presenta en tiempos acotados, es decir la sobresaturación nunca es un estado de régimen, sino que un estado transitorio. Por esta razón la importancia de la duración del intervalo.

i) Transformada: combinación de colas estacionarias y colas deterministas

Los modelos *time-dependent* hacen referencia a que, cuando se ha superado la capacidad y el grado de saturación es mayor a 1, la cola que se va formando es determinística (no aleatorio). Es decir, cuando la demanda supera a la oferta, los efectos aleatorios son secundarios. Para grados de saturación mayores a uno el sistema relevante es D/D/1[3].

Por tanto, existen dos sistemas independientes: un sistema aleatorio para grados de saturación menores que 1 y un sistema determinístico sin aleatoriedad para grados de saturación mayores que 1. La limitación de ambos sistemas se presenta para condiciones cercanas a la capacidad ($x \approx 1$). El primero de ellos predice largos de cola infinitos para flujos cercanos a la capacidad, mientras que la segundo indica que no hay cola (longitud cero) para un flujo igual a la capacidad. De este modo, se necesita una función de transición que, combinando las dos expresiones anteriores, pueda entregar valores razonables en todas las zonas.

En otras palabras, el modelo correcto debe provenir de una teoría estocástica dependiente del tiempo. Este tipo de modelaciones conduce a expresiones muy complejas. Sin embargo, una técnica denominada *Transformada de Whiting* propone

[3] D/D/1: cola con llegadas determinísticas, salidas determinísticas y 1 servidor.

una solución práctica a este problema. Esta se basa en que para grados de saturación bajos, el efecto del tiempo del intervalo es poco significativo y para grados de saturación altos el efecto de las fluctuaciones aleatorias es despreciable. Entonces tenemos teorías sencillas que reproducen bien la realidad para los extremos del rango de variación del grado de saturación.

Trasladar la curva estacionaria, de manera que tenga como asíntota la función determinística y no $x = 1$, es una forma razonable de introducir la variación aleatoria y la variación en el tiempo del flujo y la capacidad.

Si denominamos Q_E a la cola estacionaria y Q_D a la cola determinística, el problema se resuelve partiendo de las distintas proposiciones para Q_E y utilizando transformada de Whiting.

La técnica de transformación de coordenadas se encuentra descrita por Kimber y Hollis (1979). En esta publicación no se presenta una fórmula específica desarrollada para intersecciones semaforizadas de tiempo fijo, sino que se explican los procedimientos para obtener una fórmula genérica abstracta mediante la *Transformada de Whiting*. A continuación se explica dicho procedimiento, a partir de la *Figura 2.12*, sean:

x_E = grado de saturación para la expresión en estado de régimen ($x_E < 1$)

x_D = grado de saturación para la expresión determinística ($x_D \geq 1$)

x' = grado de saturación para la coordenada transformada

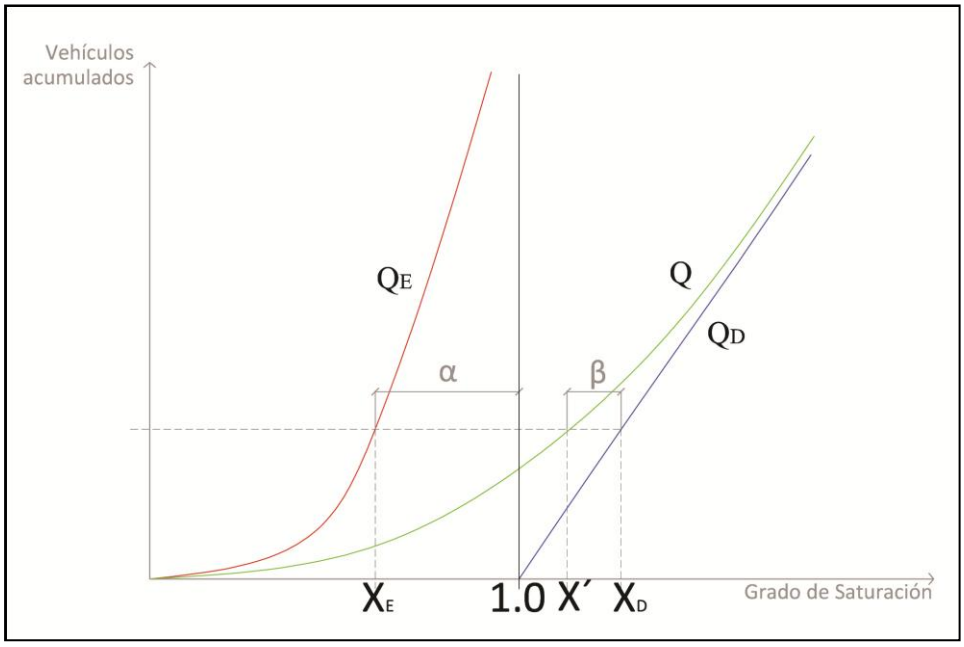

Figura 2.12: Gráfico de Q_E , Q_D y Q versus x

Fuente: Elaboración Propia

Se busca lograr que la curva de *Q*, en lugar de tender asintóticamente a *x* =1, lo haga a la recta de Q_D. Lograr el efecto deseado, matemáticamente, es equivalente a lograr que $\alpha = \beta$. Puede verse en la figura que:

$$\alpha = 1 - x_E \qquad (2.47)$$

$$\beta = x_D - x' \qquad (2.48)$$

Luego:

$$x_D - x' = 1 - x_E \qquad (2.49)$$

Y así:

$$x_E = 1 - (x_D - x') \qquad (2.50)$$

Por otra parte la expresión de Q_D *(Expresión D.12* derivada en el *Anexo D*) se puede desarrollar algebraicamente:

$$Q_D = \frac{Q \cdot (x-1) \cdot T}{2} \qquad (2.51)$$

$$(x-1) = \frac{2 \cdot Q_D}{Q \cdot T} = x_D - 1 \qquad (2.52)$$

$$x_D = 1 + \frac{2 \cdot Q_D}{Q \cdot T} \qquad (2.53)$$

Así, reemplazando este valor en la *Expresión 2.50*, se obtiene

$$x_E = 1 - \left(1 + \frac{2 \cdot Q_D}{Q \cdot T} - x'\right) = x' + \frac{2 \cdot Q_D}{Q \cdot T} \qquad (2.54)$$

Dependiendo del modelo estocástico escogido, se puede construir la ecuación.

ii) Revisión formulaciones dependientes del tiempo

Varios son los autores que han realizado formulaciones con modelos dependientes del tiempo y empleando la transformada de coordenadas. A continuación revisaremos los trabajos más destacados:

-Akcelik

Akcelik (1980b) estableció uno de los modelos más conocidos. La formulación considera dos términos: uno para la demora uniforme y otro para estimar el componente excedente de la demora. Para este último Akcelik utilizó la idea de que la tasa de la demora (demora total dividida en el tiempo) se puede interpretar como la longitud de cola promedio. La expresión propuesta fue la siguiente:

$$d_i = \frac{c}{2}\frac{(1-\lambda_i)^2}{(1-\gamma_i)} + \frac{N_0 \cdot x_i}{q_i} \qquad (2.55)$$

Donde:

N_0: Cola remanente

Para el cálculo de componente aleatoria de la demora se emplea factor que se puede calibrar según distintas situaciones, este factor se denomina *Parámetro de la Demora* (*k*).

Si bien varios autores han desarrollado formulaciones para estimar la cola remanente, la *Expresión 2.56* representa una formulación generalizada para distintos valores de *k*, por ejemplo Akcelik utiliza *k*=3/2 postulando la *Expresión 2.57*.

$$N_0 = \begin{cases} 0, & x_i \le x_0 \\ \frac{Q_i \cdot T}{4} \cdot \left[(x_i - 1) + \sqrt{(x_i-1)^2 + \frac{8 \cdot k \cdot (x_i - x_0)}{Q_i \cdot T}}\right], & x_i > x_0 \end{cases} \qquad (2.56)$$

$$N_0 = \begin{cases} 0, \ x_i \leq x_0 \\ \frac{Q_i \cdot T}{4} \cdot \left[(x_i - 1) + \sqrt{(x_i - 1)^2 + \frac{12 \cdot (x_i - x_0)}{Q_i \cdot T}} \right], \ x_i > x_0 \end{cases} \quad (2.57)$$

El valor x_0 corresponde al grado de saturación crítico, a partir del cual los efectos aleatorios comienzan a ser relevantes. Para Akcelik (1980b), por ejemplo, lo estima mediante la *Expresión 2.68*:

$$x_0 = 0{,}67 + \frac{s \cdot V_{ef}}{600} \quad (2.58)$$

Ackelik concluye que la estimación de demora propuesta por el modelo estacionario sin aleatoriedad es bastante buena para grados de saturación bajos, dado que para dichos grados de saturación la componente uniforme de la demora es la más preponderante. Por lo tanto su fórmula converge a la formulación clásica de Clayton para estos grados de saturación bajos. En caso de superar un grado de saturación límite es necesario agregar un nuevo término, correspondiente a la componente excedente de la demora.

-Highway Capacity Manual (HCM)

La primera formulación del HCM fue realizada en su tercera edición, la de 1985, la cual tiene dos curiosidades que vale la pena resaltar:

-La fórmula se construye para las demoras de la detención (*StoppedDelay*), es decir, obviando la demora en aceleración y desaceleración. Para transformar la demora de detención en la demora total (*ApproachDelay*) hay que amplificar el valor por 1,3. Es decir el HCM estima que las demoras por aceleración y desaceleración causadas por la propia detención corresponden al mas menos al 30% de la demora total.

-Se genera una formulación para las situaciones en que las llegadas no son aleatorias. Esto es realmente útil dado que en las ciudades los semáforos suelen estar coordinados, produciendo en muchas ocasiones llegadas del tipo pelotón o con cierta progresión que claramente no cumple principios de aleatoriedad. Cuando la progresión de llegadas es favorable para el pelotón (es decir, existe coordinación para que más vehículos lleguen durante el verde que el rojo) la demora podría ser considerablemente menor que suponiendo llegadas aleatorias. Por esta razón, se multiplica la expresión de la demora por un Factor de ajuste por demora (*PF*) que considera la coordinación de las señales y el tipo de control, y se usa para considerar el impacto de la progresión en las demoras. Para el detalle sobre los tipos de arribos, los valores y la forma de obtener *PF* revisar el *Anexo E*. La razón de estas consideraciones radica en que el HCM es una publicación más práctica que teórica, entonces le importa responder más a situaciones cotidianas que situaciones puramente teóricas.

Considerando dichas observaciones, la formulación propuesta por el HCM se presenta en la *Expresión 2.59*:

$$d_i = d_d_i \cdot PF \cdot 1{,}3 \tag{2.59}$$

$$d_d_i = d1 + d2 \tag{2.60}$$

Donde:

PF: Factor de ajuste para demora

d1: demora uniforme

d2: demora incremental

d_i: demora total

d_d_i= demora por detención

La publicación explicita que la formulación propuesta tiene buen comportamiento para grados de saturación entre 0 y 1 (la ecuación debe ser usada con cuidado para valores sobre 1 y sobre 1,2 no usarla). Además, especifica que es difícil estimar la demora cuando la intersección esta sobresaturada por algún tiempo largo (mayor a 15 minutos).

Posteriores versiones del HCM (1994 y 1997) actualizaron la formulación para estimar las demoras en intersecciones semaforizadas, introduciendo los siguientes cambios:

- Se deja de lado el concepto de demora por parada y se calcula directamente un acercamiento la demora total, denominada demora de control, por lo tanto ya no es necesario el ajuste por el factor de ajuste de 1,3.
- Aparece un nuevo termino d_3 que corresponde a la componente sobresaturada de la demora.

- El Factor de ajuste por demora (*PF*) solo multiplica al termino correspondiente a la demora uniforme. Esto se explica porque el efecto de la progresión sobre la demora es relevante sólo para situaciones no saturadas, en las cuales el componente uniforme es el más relevante. En casos en que el grado de saturación ya se aproxima a 1, la influencia de la progresión es mínima.

Por estas razones la nueva formulación queda con una expresión del tipo:

$$d_i = d1 \cdot PF + d2 + d3 \qquad (2.61)$$

En el año 2000 se publicó la 4ta edición del HCM, la cual toma todas las modificaciones de las actualizaciones de la tercera versión y entrega una nueva fórmula:

$$d_i = \left(0{,}5 \cdot c \cdot \frac{[1-\lambda_i]^2}{\left[1 - min(x_i, 1) \cdot \frac{v_{ef\,i}}{c}\right]}\right) \cdot PF + 900T\left[(x_i - 1) + \sqrt{(x_i-1)^2 + \left(\frac{8 \cdot k \cdot l \cdot x_i}{Q_i \cdot T}\right)}\right] + \frac{1800 \cdot Q_0 \cdot (1+u) \cdot t}{Q_i \cdot T} \qquad (2.62)$$

Donde:

T: duración del período de análisis (h)

t: duración de la demanda insatisfecha (h)

u: parámetro de demora sobresaturada

k: parámetro de la demora

l: ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba

Para determinar los parámetros *t, u, k y l* se emplean las tablas y formulaciones presentes en el *Anexo F*. El HCM especifica que la fórmula tiene validez para períodos se sobresaturación no mayores a 15 minutos.

El término d_1 es el mismo derivado por Clayton. El término d_2 considera los efectos aleatorios de las llegadas y el término *d3* se emplea cuando hay presencia de cola

inicial heredada del período anterior al de análisis, y expresa la demora adicional que experimentan los vehículos que llegan durante el período debido a la cola inicial.

-Capacity Guide for Signalized Intersections (CCG)

Otro importante manual internacional es el Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (CCG) publicado por el Institute of Transportation Engineers (ITE) de Canadá. Su primera edición corresponde a Febrero de 1984, pero fue reeditado con algunas correcciones en Agosto de 1985. La segunda edición es de 1995 y la Tercera edición del 2008. A continuación expondremos las formulaciones para la demora de CCG 1995 y 2008:

$$d_i = d1 \cdot PF + d2 \tag{2.63}$$

$$d1 = \frac{1}{2} \cdot c \cdot \frac{(1-\lambda_i)^2}{(1-min(x_i,1)\cdot\lambda_i)} \tag{2.64}$$

$$d2 = 15 \cdot t_e \cdot \left[(x_i - 1) + \sqrt{(x_i-1)^2 + \frac{240 \cdot x_i}{Q_i \cdot t_e}}\right] \tag{2.65}$$

Donde:

t_e: tiempo de medición en minutos $=\frac{T}{60}$

El valor de *d1* representa la demora uniforme y *d2* en tanto el valor del componente excedente de la demora. La fórmula obtiene buenos resultados para grados de saturación menores de 1,2.

-El parámetro de la demora (*k*) de los modelos dependientes del tiempo

Las fórmulas de los modelos dependientes del tiempo, que se construyen a partir de una cola estocástica que considera arribos del tipo Poisson, tienen el segundo término del estilo:

$$900T\left[(x_i - 1) + \sqrt{(x_i - 1)^2 + \left(\frac{8 \cdot k \cdot l \cdot x_i}{Q_i \cdot T}\right)}\right] \qquad (2.66)$$

El 900 es porque el *T* se encuentra en hora, en caso de encontrarse en otra unidad habría que hacer la conversión. El parámetro *l* solo lo emplean las formulaciones que consideran los efectos de la progresión en la componente aleatoria.

El parámetro *k* se debe calibrar, por tanto varía de fórmula en fórmula. Se han establecidos distintos trabajos para buscar una correcta calibración del *Parámetro de la Demora*, pero dichos trabajos agregan más factores nuevos a calibrar para determinarlos. Es decir, complejizan aun más la recolección de datos. Aquí está la gracia del trabajo de Akgúngór y Bullen (2007), el cual logro proponer una formulación para el parámetro *k* solo en función del grado de saturación, que viene dado por la *Expresión 2.67*:

$$k = 0{,}8x^2 - 1{,}4x + 1{,}1 \qquad (2.67)$$

d) Intervalos de medición

Akcelik y Rouphail (1993) analizaron que en horarios puntas, o de alta saturación, no es realista pensar que el flujo y la capacidad son constantes en promedio, ya que

puede existir una variación no solo aleatoria, sino que sistemática de la demora (existencia de demanda variable). Por lo tanto, las fórmulas vistas subestiman sustancialmente la demora media si se emplean con un flujo promedio.

El método de demanda variable propuesto por Akcelik y Rouphail (1993) es bastante satisfactorio, dado que entrega resultados muy parecidos a métodos mucho más sofisticados como el de cadenas markovianas de Brilon y Wu (1989).

Akcelik y Rouphail (1993) proponen utilizar una función triangular simétrica para aproximar a escalones la modelación la demanda de cada uno de los sub-períodos al interior del período.

2.4.2 Literatura nacional

Gibson (1995) hace un análisis para situaciones de alta saturación, a partir de Akcelik y Rouphail (1993), proponiendo mejoras a la metodología y un método más integral. Al igual que Akcelik y Rouphail, Gibson también utiliza una función triangular simétrica para aproximar a escalones la modelación la demanda de cada uno de los sub-períodos al interior del período. La diferencia radica en que el método de Gibson considera la sobresaturación remanente al final de un sub-período para el siguiente, en caso que esta exista y además analiza la situación para varias intersecciones.

3 HIPOTESIS DE TRABAJO

3.1 Preliminares

Todos los modelos cuentan con supuestos que permiten hacer ciertas simplificaciones fundamentales para la investigación. En caso de que no se pudiesen realizar ni una de estas aproximaciones, las situaciones podrían volverse demasiado complejas para el análisis o simplemente fuera de alcance. Lo importante es que dichos supuestos no distorsionen la realidad, sino que por el contrario, permitan modelarla con exactitud.

Algunos supuestos trascienden y están presentes en casi todos los trabajos del área, estos son los que denominaremos *Supuestos Tradicionales*. Estos corresponden a aproximaciones universalmente aceptadas, las cuales no necesitan ser demostradas en este trabajo, ya que fueron demostrados en trabajos anteriores. Las Supuestos Tradicionales son el punto de partida en muchos trabajos sobre modelaciones de tráfico y más particularmente en el análisis de la demora. Estos supuestos pueden ser relevantes tanto en la parte estimativa (formulaciones) como en la parte experimental (mediciones) del presente trabajo.

Por otro lado, este trabajo plantea algunas hipótesis propias, que denominaremos *Tesis Particulares*. Están corresponden a hipótesis que se pretenden demostrar mediante el análisis experimental propio de este trabajo. Si alguna de estas hipótesis no fuese correcta, dado que los resultados experimentales no las corroborarán, es importante corregirlas o bien descartarlas.

En las siguientes secciones de este capítulo se describen las hipótesis presentes en esta investigación, tanto las tradicionales como las particulares.

3.2 Supuestos tradicionales

Los supuestos tradicionales empleadas en este estudio son las siguientes:

3.2.1 Descarga de un semáforo como proceso binario

Se modela el proceso de descarga en una intersección semaforizada como un proceso binario, ver sección 2.2.2 del presente trabajo. Las distintas formulaciones de la demora asumen que el proceso de arribos y salidas propio de un semáforo se comporta como una cola con un servidor. En dicho modelo la tasa de servicio del semáforo se modela binariamente, con un valor *s* durante V_{ef} y nulo durante el R_{ef}.

3.2.2 Grado de Saturación y la demora

Se considera el *Grado de Saturación* (*x*) la variable fundamental para determinar la demora. Es decir, de todas las variables que influyen en la demora, la más relevante en términos cualitativos y cuantitativos es *x*, ver sección 2.3.4 del presente trabajo.

3.3 Tesis Particulares

Las tesis particulares de este trabajo son las siguientes:

3.3.1 Efecto de los virajes en la estimación de demoras

Se ha demostrado en distintas investigaciones que la presencia de virajes tiene efectos en el comportamiento de una pista (Herrera, 2002). Este efecto no está contemplado directamente (con alguna variable que haga referencia explícita) en las formulaciones de las demoras, lo que podría hacer creer que las fórmulas estudiadas no son válidas para diferentes grados de viraje.

Lo que se plantea en esta tesis es que la misma fórmula se puede emplear para realizar una estimación de cualquier situación de viraje, dado que las diferencias están incorporadas en la estimación de la demora mediante el *Flujo de Saturación*, ver sección 2.2.5 del presente trabajo.

Es decir, para un caso de autos que siguen directo y que viran, los cuales comparten pista, los efectos que tendrán los virajes en la estimación de demora están considerados e introducidos en dicha estimación mediante la variable del flujo de saturación.

3.3.2 Coordinación entre semáforos

En términos prácticos, las intersecciones urbanas difícilmente cuentan con alta aleatoriedad en los arribos. Esto sucede porque las intersecciones generalmente se encuentran en red, por lo que existen efectos de coordinación entre los semáforos.

La mayoría de las formulas revisadas en el Capítulo II suponen en su formulación que se presentan arribos aleatorios. Las condiciones de aleatoriedad, no son realistas para la modelación urbana de la actualidad.

Por esa razón se propone que las formulaciones, que no consideran la coordinación entre semáforos, están cometiendo un error en la estimación de las demoras.

3.3.3 Subestimación de la demora

Es posible que las formulaciones "extranjeras" subestimen la magnitud de la demora para intersecciones semaforizadas en países en vía de desarrollo.

La principal razón, para sostener esta tesis, es que en los países en vías de desarrollo los estudios han mostrado la existencia de menores flujos de saturación respecto a los países desarrollados. Es decir, producto de una conducción menos "ordenada" de los conductores y peores condiciones de infraestructura, los vehículos presentan menores capacidades en las vías, lo que podría influir en mayores demoras.

Por tanto es factible plantearse que hay factores en la estimación de demoras, que las formulaciones no consideran (otras ya están consideradas, como que la pérdida inicial es mayor y la ganancia final es menor, lo que se encuentra considerado en los modelos de estimación mediante la variable V_{ef}), que podrían hacer que hayan demoras en terreno mayores a las estimadas en países en vías de desarrollo.

A continuación algunas situaciones detalladas que podrían explicar esta situación:

-Existe un pobre comportamiento de pista, con más cambios de pistas que en los países desarrollados, lo que hace "menos limpio" el trayecto.

- Existen interferencias laterales, las que son producidas por choferes que no respetan del todo la pista y en ocasiones en vez de ir por el centro van muy "ladeados", dificultando el andar de los choferes de pistas aledañas.

-Existe un mal comportamiento peatonal y presencia de vendedores ambulantes, lo que interfiere con viaje de los vehículos.

- Existe una distancia de cola mayor (Velasco 2004), es decir, para una misma cantidad de autos en cola, el ultimo vehículo tiene una distancia mayor a la línea de parada, lo que hace que sea mayor la distancia que se recorre en la descarga.

- Existen condiciones distintas, que no son consideradas en la estimación, como por ejemplo pavimento en peor estado.

4 DISEÑO EXPERIMENTAL

Con el fin de testear y analizar las distintas tesis de este trabajo, es necesario generar una comparación entre los resultados que nos entrega la estimación de demoras mediante las formulaciones (*demoras estimadas*) y los valores reales de las demoras en la cuidad (*demoras reales*).

Por esta razón es muy importante contar con una base de datos de *demoras reales* de calidad, de modo de poder analizar y comparar las modelaciones, y obtener conclusiones confiables y robustas a partir de dicha base.

La demora no es una variable de manejo muy complejo en términos teóricos, pero es un parámetro de extrema complejidad para establecerla (medirla) en la práctica. Por esta razón para las etapas de recolección y procesamiento de datos se empleó una gran cantidad de tiempo. En las siguientes secciones de este capítulo se describen la metodología utilizada en la recolección de los datos y en su manejo posterior.

4.1 Selección de las intersecciones para la experimentación

4.1.1 Criterios de selección de pistas

El ideal de toda investigación es conseguir una base de datos con una gran variabilidad de diversos factores considerados: distintas proporciones de transporte público, presencia de viraje, distintos horarios, distintos grados de saturación, etc. Pese a lo anterior, en este trabajo no se realizará un estudio para todos estos factores. La razón para no abarcar toda esta diversidad de factores es que este trabajo es el primer acercamiento experimental a la estimación de demoras en Chile, y como

primera instancia se simplificaron algunos factores de análisis. Posteriormente, otros trabajos podrán profundizar agregándole elementos importantes para la realidad del país que se dejaron de lado.

El análisis requerido en este trabajo se realizó a nivel de pista, no de intersección. Los criterios para la selección de las pistas fueron determinados por los alcances propios de este trabajo:

i) Se eligió intersecciones semaforizadas de programación fija.

ii) La pista seleccionada debe tener condiciones de tráfico no mixto y ausencia de paraderos. Si bien, la presencia de tráfico mixto podría ser abordada mediante el flujo de saturación, la presencia de paraderos agrega una complejidad propia de otro análisis, tal como se puede ver en el trabajo de Gibson (1984).

iii) Se seleccionaron pistas con diferentes grados de saturación.

iv) Se buscaron pistas con diferentes porcentajes de viraje.

4.1.2 Arribos en la pista

En términos prácticos, las intersecciones urbanas difícilmente cuentan con alta aleatoriedad en los arribos. Esto sucede dado que las intersecciones, que se encuentran en red, generan sistemas coordinados. Lo que se traduce a que pese a que las programaciones estén con fases prefijadas, se encuentran sincronizadas entre sí. Lo que permite el desplazamiento de vehículos sin paradas, a lo largo de un itinerario, a una velocidad determinada. Esta situación hace que la llegada de los vehículos, de una intersección a otra (aguas abajo de la red), no sea mediante arribos completamente aleatorios.

La mayoría de las formulas revisadas en el Capítulo II (salvo HCM 2000 e ITE) suponen en su formulación que se presentan arribos aleatorios. Las condiciones de aleatoriedad, no son realistas para la modelación urbana de la actualidad. Las pistas que tienen condiciones de aleatoriedad (ver *Anexo G*) son muy escasas y responden a situaciones muy particulares.

Además, las pistas con arribos aleatorios (mencionadas en el *Anexo G*), en la práctica, se encuentran en la periferia de las ciudades. En las zonas periféricas el tráfico es bastante bajo, lo que hace prácticamente imposible detectar grados de saturación altos. Por lo tanto, este tipo de pistas son menos críticas y se hace menos necesario el análisis en ellas.

Este trabajo se propuso cuantificar los efectos que tiene la coordinación de semáforos en la estimación de demoras. Para las mediciones se seleccionaron pistas que tuviesen arribos *"semi" aleatorios*. Se le denomino arbitrariamente de esa forma a aquellas pistas cuyos R_p está entre 0,5 y 1,5. Es decir son pistas con una variabilidad de tipos de arribos, pero sin considerar tipos de arribos "extremos" (excesivamente coordinados).

Para poder realizar la selección de pistas que cumplieran el criterio *"semi" aleatorios* se hizo un estudio del comportamiento del pelotón tras la salida de un semáforo. Se presenta un exhaustivo análisis de selección en el *Anexo H*

4.1.3 Pistas seleccionadas

Bajo todos los criterios expuestos, las pistas seleccionadas se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 4.1: Intersecciones y pistas seleccionadas

Intersección	Pista seleccionada	Sentido	Largo Arco
Echeñique/Loreley	Loreley	Sur-Norte	1070 m
Echeñique/Santa Rita	Santa Rita	Norte-Sur	300 m
Lavándulas/La Fuente	Lavándulas	Poniente-Oriente	801 m
Lavándulas/La Fuente	La Fuente	Sur-Norte	878 m
Ossandón/Carlos Silva Vildosa	Carlos Silva	Poniente-Oriente	905 m
Ossandón/Carlos Silva Vildosa	Carlos Silva	Oriente-Poniente	813 m
Consistorial/Los Presidentes	Los Presidentes	Poniente-Oriente	944 m
Consistorial/Quilín	Quilín	Poniente-Oriente	823 m

Fuente: Elaboración propia

Es importante hacer las siguientes consideraciones:

a) Todas las intersecciones utilizadas tienen dos etapas.
b) Todos los accesos seleccionados son de una pista.
c) Todas las pistas seleccionadas corresponden a vías bidireccionales.
d) Ni una pista seleccionada tiene etapa exclusiva de viraje, es decir, cualquier vehículo que quiere virar hacia la izquierda debe verificar que no haya un flujo en sentido contrario.
e) Es necesario identificar para cada pista tres tipos de virajes: las pistas cuyos virajes son realizados solo hacia la derecha, las que tienen virajes que se realizan solo hacia la izquierda y las que poseen virajes mixtos, es decir que hay tanto hacia la derecha como a la izquierda.

4.2 Requisitos para la recolección de datos

Esta investigación efectuó recopilación de datos en el horario punta mañana, tal como se estableció en los alcances.

Los días de medición escogidos corresponden a martes, miércoles y jueves entre los meses de Marzo a Noviembre, excluyendo las vacaciones de invierno escolares. Esto es para modelar respecto a la situación más frecuente y no frente a comportamientos anómalos que se pueden dar en períodos de verano o vacaciones.

Además se verifica, el mismo día de la medición, que las condiciones del día sean lo más normales posible y que no hayan sucesos que puedan alterar el comportamiento de los conductores. Entre las situaciones a analizar se encuentran: pavimento en buen estado y seco, evitar la presencia de lluvia, que no hayan arreglos en calles aledañas, etc.

4.3 Etapa experimental

Una vez seleccionada una pista de la intersección que cumpla con todos los requisitos, se procede a obtener los datos propios necesarios para el trabajo.

4.3.1 Recolección de datos previos

Esta etapa contempla la medición de datos de las pistas seleccionadas, estos datos no se necesitan medir el día de las grabaciones. Es decir, son datos que son independientes del flujo.

Se levanta información respecto a la programación del semáforo (medición del largo de ciclo y repartos) de la intersección seleccionada para los horarios que se

realizarían las mediciones. Esta recolección de información se realiza en conjunto con la Unidad Operativa de Control de Transito (UOCT, institución que posee entre otras funciones el control centralizado de los semáforos de Santiago).

Mediante un catastro físico se miden los siguientes datos: tipo de pista, el radio de acera, ancho de las vías de ingreso de posibles virajes, ancho vía de acceso, magnitud de distancias de las distintas cámaras, etc.

Todos estos datos serán necesarios para la estimación de diferentes parámetros que se emplean en este trabajo.

4.3.2 Medición

Nos interesa medir durante el experimento:

(i) Los tiempos de ingreso y salida de un vehículo, con el fin de obtener su tiempo de permanencia en el sistema.

(ii) Las condiciones en que ese vehículo desarrollo ese trayecto (grado de saturación, velocidad de flujo libre, porcentaje de vieaje, etc).

En esta ocasión se optó por emplear cámaras de video para obtener los datos requeridos. Una de las principales ventajas que se obtiene con el uso de grabaciones es el hecho de poder revisarlas cuantas veces sea necesario (incluso pueden servir como base de datos para otro estudio). Además, evitan algún sesgo del recolector y no interfieren mayormente en el comportamiento de conductores.

Los días de toma de datos se procede a realizar la instalación, la cual consiste en 5 puntos de grabación por intersección, ver *Figura 4.1*. El primero aguas arriba de la intersección, el segundo en la intersección misma, el tercero aguas abajo para los que continúan directo y el cuarto y quinto punto corresponden a puntos aguas abajo para

los que viran a la izquierda y derecha respectivamente, estos últimos dos puntos se habilitan solo en el caso de ser necesario y si dichos movimientos se pueden efectuar.

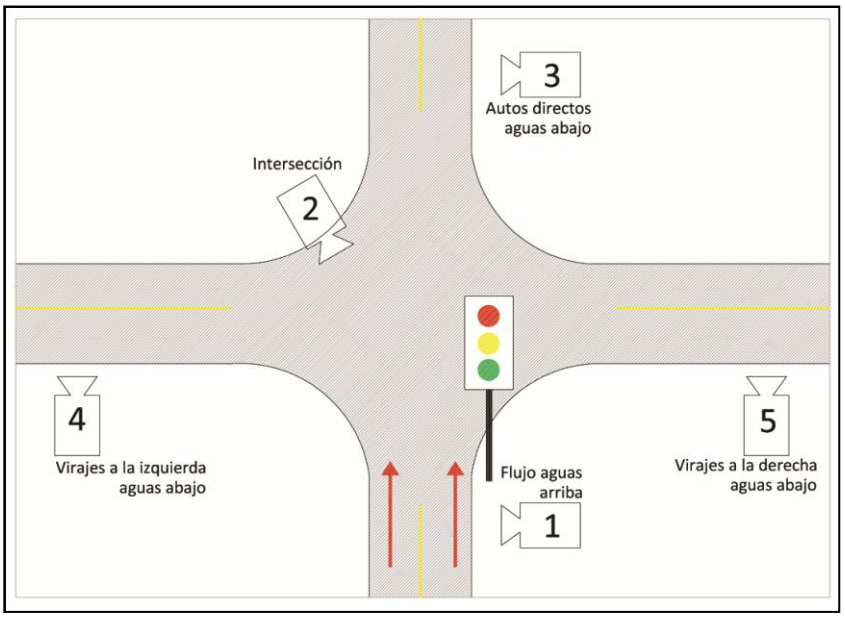

Figura 4.1: Ubicación de puntos de medición

Fuente: Elaboración Propia

Paralelamente al uso de las cámaras, un vehículo móvil realiza varias veces el recorrido, registrando sus tiempos en el trayecto en las ocasiones que no tiene detención en el semáforo. Este vehículo nos ayudará a cuantificar el tiempo de viaje sin demora asociada. Para comprobar que los datos del vehículo móvil no sean erróneos o sesgados, además se mide paralelamente la velocidad con un radar de velocidades en los puntos 1 y 3, con distancia entre ellos conocida, luego mediante

física sencilla se obtiene el tiempo de viaje. Los tiempos de recorrido entre ambos métodos no pueden tener una diferencia superior al 5%.

4.3.3 Implementación de cámaras

Las cámaras de los puntos 1, 3, 4 y 5 se ponen en forma perpendicular a la trayectoria de los vehículos, de forma tal de detectar exactamente el instante de tiempo en que el vehículo cruza la cámara. En tanto, en el *Punto2* se pone una cámara en un ángulo tal que realicen una toma general. La cámara del *Punto 2* no se pone de forma perpendicular debido a que no necesita determinar el tiempo de pasada de los vehículos por ella, sin embargo permite determinar:

-Destino de cada vehículo (sigue derecho, vira a la izquierda o vira a la derecha) y de esta forma saber por cuál de las cámaras hará la salida del sistema.
-Colas remantes (colas iniciales) para cada período de medición de la pista. Este dato se corroborará con mediciones en terreno paralelas.
-Porcentaje de vehículos que llega a la intersección durante el verde y el porcentaje que lo hace durante el rojo.
-Flujo por pista.
-Flujo peatonal que se opone a los virajes.

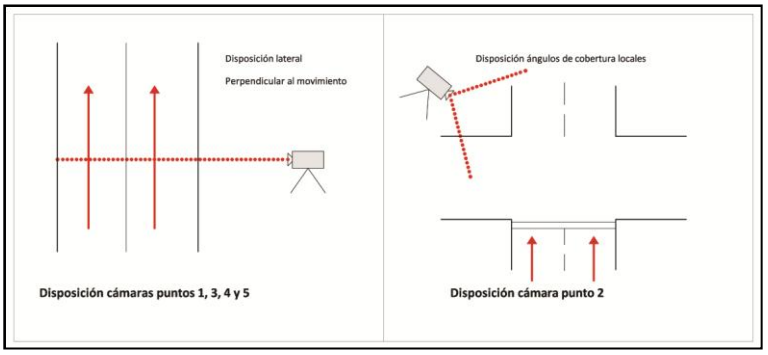

Figura 4.2: Disposición cámaras por punto

Fuente: Elaboración Propia

Para determinar la distancia respecto de la intersección que deben estar los puntos 1, 3, 4 y 5 es importante constatar lo siguiente. Para una situación cualquiera, como la *Figura 4.3*, las cámaras del *Punto1* pueden ubicarse tanto en el punto x_a o bien en el punto x_b, siendo indiferente. La razón es que si se ubica en el punto x_b, la demora adicional es cero respecto a que si se ubica en el punto x_a, dado que el tramo (a)-(b) se recorre a v_f. La situación es la misma para los puntos x_c y x_d, resultando indiferentes.

Por lo anterior, las cámaras del *Punto1* se encuentran a una distancia tal que los vehículos no hayan comenzado la desaceleración y estén a velocidad de flujo libre. En tanto, las cámaras de los puntos 3, 4 y 5 se encuentran a una distancia tal que la aceleración haya terminado.

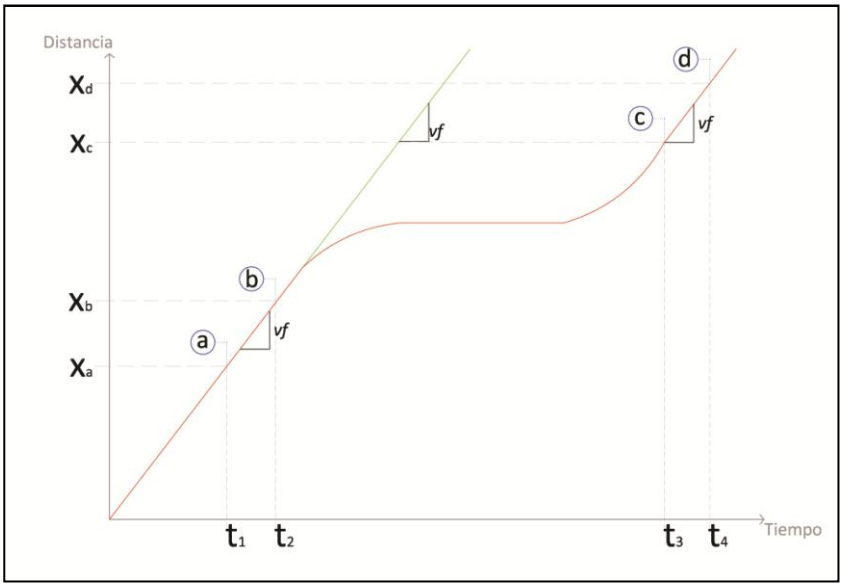

Figura 4.3: Distancias de puntos de medicion respecto a la intersección

Fuente: Elaboración Propia

Además, la ubicación de la cámara para todos los puntos debía ser tal que impidiera que los conductores se percaten de su presencia, de manera que no alteraran su comportamiento normal. En este sentido, no hubo mayores inconvenientes, ya que por lo general existían construcciones que permitían quedar escondido de los conductores.

4.3.4 Obtención de datos

El proceso fue el siguiente:

-Se registra el tiempo en que pasa el parachoques trasero de cada vehículo por el *Punto1*. Este es el tiempo de ingreso al sistema.

-Una vez determinado el tiempo de ingreso de cada vehículo se verificó la trayectoria del vehículo (si continuó derecho o viró).
-En las cámaras de los puntos 3, 4 y 5 se registró el tiempo en que pasa el parachoques trasero de cada vehículo. Este es el tiempo de salida al sistema..
-Las planillas tienen el tiempo de ingreso y tiempo de salida de cada automóvil, se obtiene el tiempo de trayecto individual asociado a cada vehículo. La *demora real* de un vehículo queda determinada por la diferencia del tiempo real que el vehículo toma en hacer el trayecto versus el tiempo del vehículo móvil que no sufre demoras. Con esta definición se calculan las demoras para cada vehículo.

4.4 Agrupación de datos y generación de muestras

Un conjunto de ciclos semafóricos que tengan características homogéneas se agrupan en lo que denominaremos "*muestra*".
Las *muestras* se componen de una duración de 6 a 10 ciclos. Se determinó que esos eran una cantidad de ciclos apropiados, de forma tal que:

(1) Hay homogeneidad interna en las condiciones del período. Para verificar esta condición se revisaron histogramas de flujos.
(2) Es suficientemente grande para hablar de condiciones estables.
(3) No contienen ciclos con situaciones "anómalas" (bloqueo de la intersección, vehículo entrando o saliendo de alguna casa o edificio y que bloquea la normal descarga, etc) que pueden suceder durante la descarga.
Para cada *Muestra* se tienen asociados los siguientes datos:

(i) Las *demoras reales* individuales de cada uno de los vehículos pertenecientes a la *muestra*.

(ii) Datos asociados a la *muestra*: flujo, flujo de saturación, etc.

Con (i) se obtiene la *demora real promedio* de la *muestra* y su respectiva varianza. Con (ii) se tienen calcula la *demora estimada* en las diferentes formulas para cada *muestra*. Con lo anterior existen suficientes datos para realizar un análisis estadístico de comparación entre las *demoras reales* y las *demoras estimadas*.

Finalmente el experimento contó con aproximadamente 5000 observaciones (vehículos individuales), agrupadas en 30 *muestras*. Las 30 *muestras* consideran diversos grados de saturación y porcentajes de virajes (revisar *Figura 4.4*).

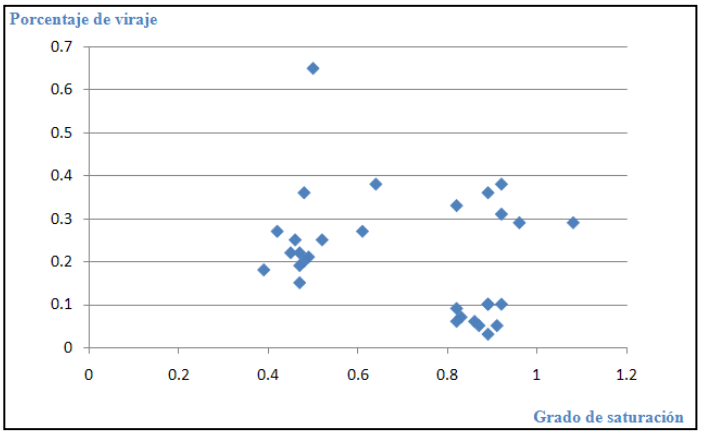

Figura 4.4: Dispersión de grados de saturación y porcentaje de virajes de la muestra

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver hay una importante cantidad de muestras para grados de saturación bajos (menores a 70% aproximadamente) y una importante cantidad de muestras para grados de saturación altos. Respecto a los virajes existen una gran cantidad de muestras entre 0% y 40%. Es importante constatar que no es necesario

buscar proporciones de viraje superiores al 40%, dado que el viraje se comporta como un espejo. Por ejemplo una situación con un 70% de viraje es semejante a la situación con un 30% de viraje. Este efecto se presenta porque al haber mucho viraje, los usuarios toman como comportamiento "normal" el 70% de los vehículos que viran y como comportamiento "anómalo" el 30% que siguen derecho. Para ver con detalle esta situación revisar Herrera (2002). También existe una gran variedad entre muestras con viraje a la derecha (9 *muestras*), a la izquierda (13 *muestras*) o bien mixtos (8 *muestras*).

5 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente capítulo se presentan los resultados obtenidos tanto en las mediciones en terreno como en las estimaciones. Luego se realiza un análisis comparativo entre los resultados de las *demoras reales* y las *demoras estimadas*, de forma tal de ratificar o descartar las tesis propuestas.

Para ordenar la información en el análisis de resultados, se realiza una metodología mediante la cual se analizan cada uno de los efectos detectados en forma separada. De esta forma, se podrán observar de forma más clara las distintas implicancias detectadas a lo largo del experimento.

5.1 Presentación de resultados

5.1.1 Resultados mediciones

A continuación se presenta un resumen con los datos más relevantes por *muestra* en la *Figura 5.1*. Para revisar en forma más detallada se puede revisar la *Tabla I.1* del *Anexo I*, con el detalle de cada *muestra*. En la *Tabla I.2* del mismo anexo, se presenta el detalle de la situación de viraje de cada *muestra*, considerando el tipo de viraje (derecha D, izquierda I y mixto M) y el porcentaje de viraje.

Cada una de las 30 *muestras* queda "bautizada" por un número, de tal manera de hacer referencia a ella en forma expedita. El ordenamiento numérico de las muestra se realiza en función de las intersecciones. Así por ejemplo la *muestra* 1 y la *muestra* 2 corresponden a mediciones realizadas en la intersección de Santa Rita con Echeñique, y así sucesivamente se van ordenando mediante este criterio.

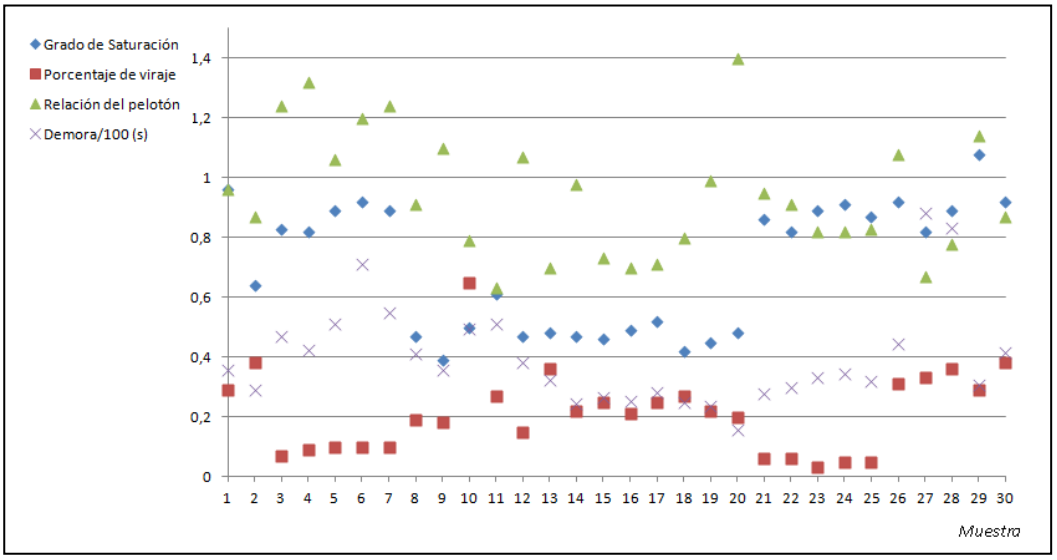

Figura 5.1: Detalle cuantitativo observado por muestra

Fuente: Elaboración Propia

5.1.2 Resultado estimaciones

Es importante recalcar que las estimaciones se hacen para exactamente las mismas circunstancias que las mediciones. Es decir, la *simulación 1* corresponde a la estimación de los distintos modelos a una situación exactamente igual a la *muestra 1* (mismo flujo en la pista, misma proporción de viraje, igual flujo de saturación, etc.). En otras palabras, la única diferencia entre la *muestra 1* y la *simulación 1* es que la demora de la primera corresponde a la medida en terreno y la de la segunda a la estimada por los modelos.

Los modelos que se compararan corresponden a los más relevantes de los estudiados en el Capítulo II, estos son:

(a) Clayton: se estima mediante la fórmula original de Clayton (1941).
Ecuación 2.25

(b) Webster: se estima mediante la aproximación propuesta por Webster (1958) y ratificada posteriormente Webster y Cobbe (1966).
Ecuación 2.31

(c) Miller: se estima mediante la fórmula de Miller (1968)
Ecuación 2.35

(d) ITE: se estima mediante la fórmula del Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (2008)
Ecuación 2.63

(e) HCM: se estima mediante la fórmula propuesta por el Highway Capacity Manual 2000.
Ecuación 2.62

(f) Akc: se estima mediante la fórmula propuesta por Akcelik 1980b, la cola inicial (N_0) empleada corresponde a la estimada mediante la fórmula que propuso el mismo Akcelik.
Ecuación 2.55

En la *Figura 5.2* se puede ver un resumen de las estimaciones para la demora, en segundos, para los seis modelos para cada una de las *muestra*. Para ver la información en forma detallada se puede revisar la *Tabla I.3* del *Anexo I.*

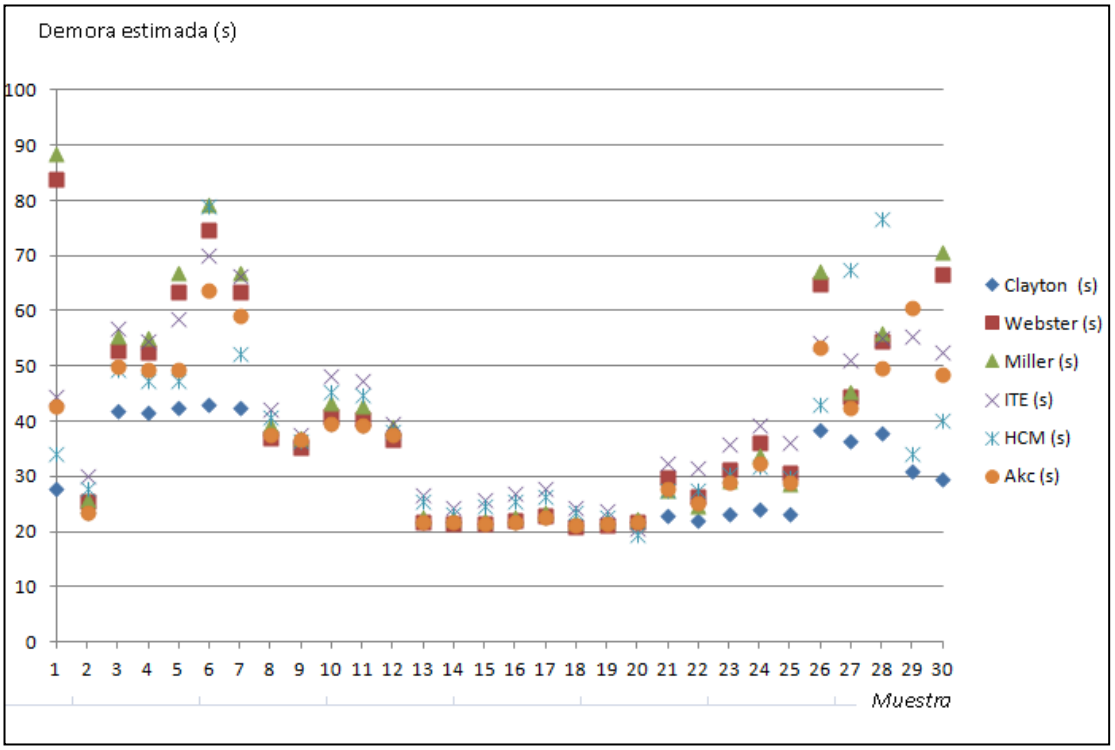

Figura 5.2: Estimaciones de demora por muestra para los diferentes modelos

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar, hay *muestras* para las cuales las demoras estimadas por los diferentes modelos son bastante parecidas. En cambio hay otras *muestras* donde hay grandes diferencias en la estimación de los diferentes modelos. Estas situaciones, entre muchas otras, serán analizadas en detalle a continuación.

5.2 Análisis de Resultados: mediciones versus estimaciones

A continuación, se realizará un análisis comparativo detallado de todos los resultados observados respecto a los estimados. El orden metodológico del análisis de resultados será el siguiente:

a) Se presenta el indicador *Error Porcentual Absoluto* por *muestra*.
b) Se presenta el indicador *Error Porcentual de Sesgo* por modelo.
c) Se presenta el indicador *Error Porcentual Promedio de Sesgo* por modelo
d) Se presenta un análisis detallado para cada una de las familias de modelos: *Estacionario sin Aleatoriedad*, *Estacionario con Aleatoriedad* y *Dependientes del Tiempo*. Para cada familia se revisarán sus indicadores, la exactitud de sus predicciones y un análisis detallados de las causas de error.
e) Se presenta el análisis y el test asociado a la tesis 3.3.1 del presente trabajo: Efecto de los virajes en la estimación de demoras.
f) Se presenta el análisis respecto la tesis 3.3.2 del presente trabajo: Coordinación entre semáforos.
g) Se presenta el análisis y el test asociado a la tesis 3.3.2 del presente trabajo: Subestimación de la demora.
h) Se presenta un análisis comparativo entre los distintos modelos estimativos, identificando las fortalezas y debilidades de cada uno de ellos.

5.2.1 Error Porcentual Absoluto por muestra

En la *Figura 5.3* se presenta *u*n resumen con la información asociada al el indicador *Error Porcentual Absoluto* (entre la *demora estimada* y la *demora real*) para cada *muestra* y para cada modelo. La información en forma detallada se encuentra en la

Tabla I.4 del *Anexo I*. Para calcular *Error Porcentual Absoluto* del modelo *j* para cada *muestra i* se emplea la *Expresión 5.1*:

$$Error\ Porcentual\ Absoluto_i{}^j = \left(\frac{\left|demora\ observada_i - demora\ estimada_i{}^j\right|}{demora\ observada_i}\right) \cdot 100 \quad (5.1)$$

El cálculo es mediante el valor absoluto, por lo tanto, el resultado solo nos entrega una aproximación de magnitud al error.

Pese a que indicador *Error Porcentual Absoluto* no entrega la dirección de falla (si es una subestimación o sobreestimación) para cada *simulación*, esta cuantificación nos permite detectar inmediatamente las *simulaciones* más críticas para cada modelo, donde la magnitud de error es mayor. A su vez, esto permite revisar en dicha *simulación* posibles causas y ver las situaciones que hacen fallar más "groseramente" a un modelo determinado. De esta forma, se pueden realizar análisis cruzando información entre *muestras* críticas.

Al calcular el promedio del *Error Porcentual Absoluto* de todas las *muestras* para un modelo se obtiene el *Error Porcentual Absoluto Promedio* (Mean Absolute Percentage Error –*MAPE*- en inglés), el cual viene determinado por la *Expresión 5.2*:

$$MAPE^j = \frac{\sum_i \left(\frac{\left|demora\ observada_i - demora\ estimada_i{}^j\right|}{demora\ observada_i} \cdot 100\right)}{n} \quad (5.2)$$

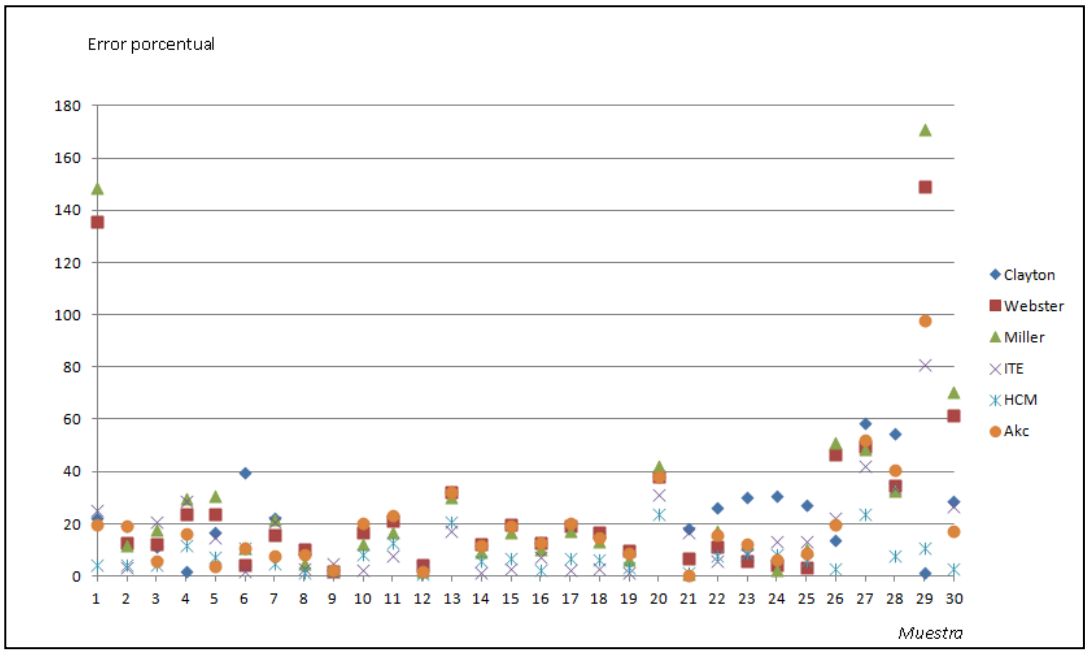

Figura 5.3: Error Porcentual Absoluto para cada modelo e muestra

Fuente: Elaboración Propia

Donde *i* corresponde a la *muestra*, *n* corresponde a la cantidad total de *muestras* y *j* es el modelo en estudio.

5.2.2 Error porcentual promedio de sesgo para un modelo

El análisis de sesgo es complementario al análisis propio del indicador *Error Porcentual Absoluto*, es decir, corresponde a un segundo elemento de análisis.

Este segundo análisis sirve para observar si un modelo determinado tiene sesgo, es decir, el modelo constantemente subestima, por ejemplo revisar *Figura 5.4*, o bien en caso inverso el modelo constantemente sobrestima. Si el modelo no tiene sesgo en

una dirección, se puede decir que corresponde a un modelo insesgado, esta situación se puede observar en la *Figura 5.6*.

Para realizar el análisis por sesgo se emplearan dos indicadores, descritos en la *Ecuación 5.3* y *Ecuación 5.4* respectivamente. Ambos indicadores fueron elaborados de forma tal que consideren la compensación que se presenta cuando cancelamos una parte del error si este se compensa con el siguiente.

$$Error\ Porcentual\ de\ Sesgo = 100 \cdot \left(\frac{\sum_i demora\ observada_i - demora\ estimada_i{}^j}{\sum_i demora\ observada_i} \right) \qquad (5.3)$$

$$Error\ Porcentual\ Promedio\ de\ Sesgo = \frac{1}{n} \cdot \left(\sum_i \frac{demora\ observada_i - demora\ estimada_i{}^j}{demora\ observada_i} \right) \qquad (5.4)$$

Donde *i* corresponde a la muestra, *n* corresponde a la cantidad de *muestras* y *j* es el modelo en estudio.

La *Ecuación 5.3* considera la magnitud del error (compensaciones son brutas). En tanto, la *Ecuación 5.4* solo considera el error en términos de porcentuales para cada *muestra*. Esto hace que el indicador $Error\ procentual\ de\ sesgo$ sea más completo, ya que no ignora la magnitud de los errores de cada *simulación*.

El análisis por sesgo puede inducir a un error que es necesario tener presente. Se puede generar un engaño, donde el modelo no vaya fluctuando en forma permanente (como en la *Figura 5.6*), sino que lo haga por tramos (como en la *Figura 5.5*). Cuando se produce una fluctuación permanente, la *demora estimada* está constantemente en torno a la *demora real*. En cambio, una oscilación por tramos hace que la *demora observada* sobrestime constantemente a la observación en una parte y la subestime en la otra. Dado el efecto anterior, una fluctuación por tramo puede engañar al índice $Error\ procentual\ promedio\ de\ sesgo$ y entregar un buen

índice (bajo valor para el indicador), pero en realidad un tramo esta compensando a otro. Por esta razón, es necesario hacer un análisis cualitativo a los resultados cuantitativos de la compensación.

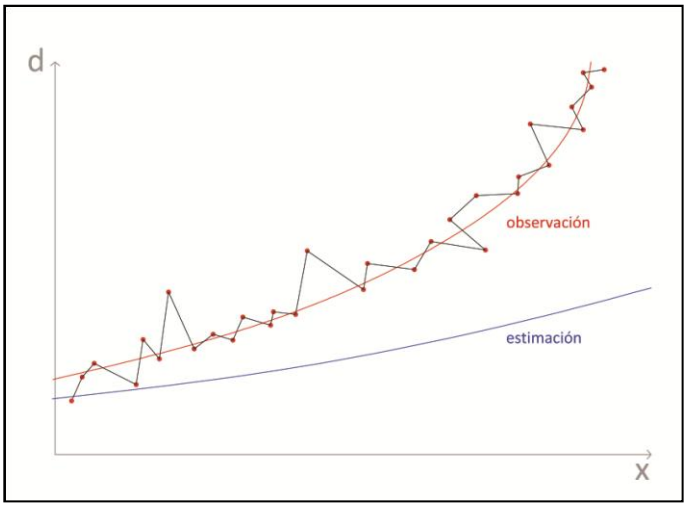

Figura 5.4: Modelo subestimando constantemente a las observaciones

Fuente: Elaboración Propia

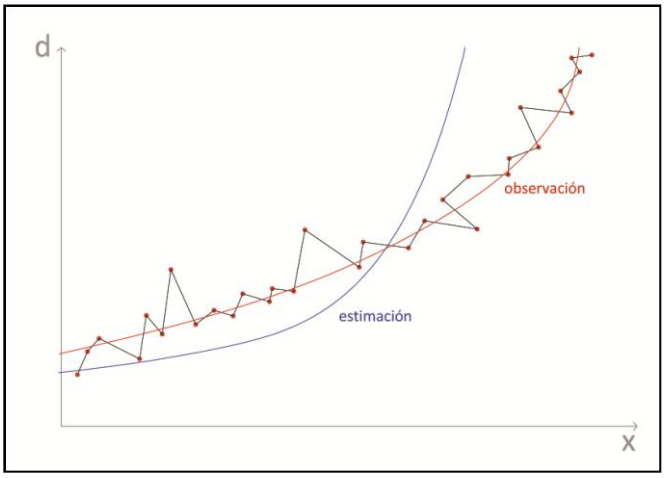

Figura 5.5: modelo con sesgo por tramo

Fuente: Elaboración propia

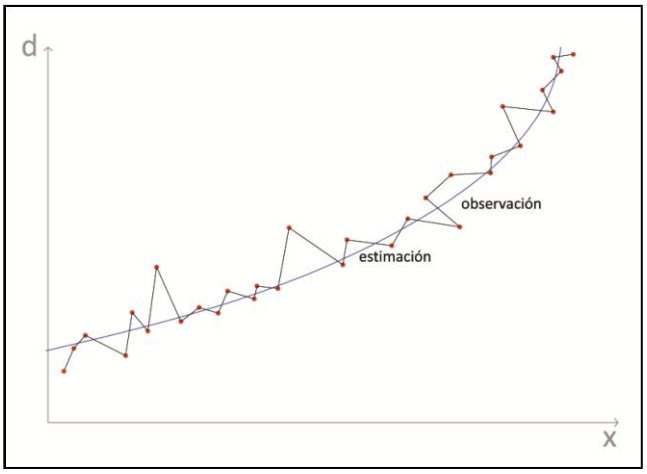

Figura 5.6: Modelo insesgado respecto a las observaciones

Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad

Las estimaciones mediante el modelo clásico de Clayton entregan un *MAPE* de 21,22% para las 30 *muestras*.

Tal como se puede observar gráficamente en la *Figura 5.7*, hay una tendencia a mayores errores para grados de saturación altos. Sobre x = 80%, el 78,6% de las *muestras* tienen un error mayor al 20%, en tanto que bajo x = 80%, solo el 37,5% de las *muestras* tienen error mayor al 20%. Esta información se puede ratificar mediante el análisis de la *Tabla 5.1*, en esta ocasión haciendo el corte en x =70%.

Tabla 5.1: MAPE para distintos x modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad

MAPE para muestras con *grado de saturación* sobre el 70%	25,20
MAPE para muestras con *grado de saturación* bajo el 70%	16,67

Fuente: Elaboración propia

El análisis de los errores asociados a altos grados de saturación respecto a los errores asociados a bajos grados de saturación, reafirma lo expuesto en el Capítulo 2, en cuanto a que los modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad tienen mejor predicción para bajos grados de saturación.

De hecho, si sólo consideramos las *muestras* con *grados de saturación* bajo 0,85 el *MAPE* disminuye a un 18,41% promedio. Es decir una disminución en el error considerando condiciones de grados de saturación bajas.

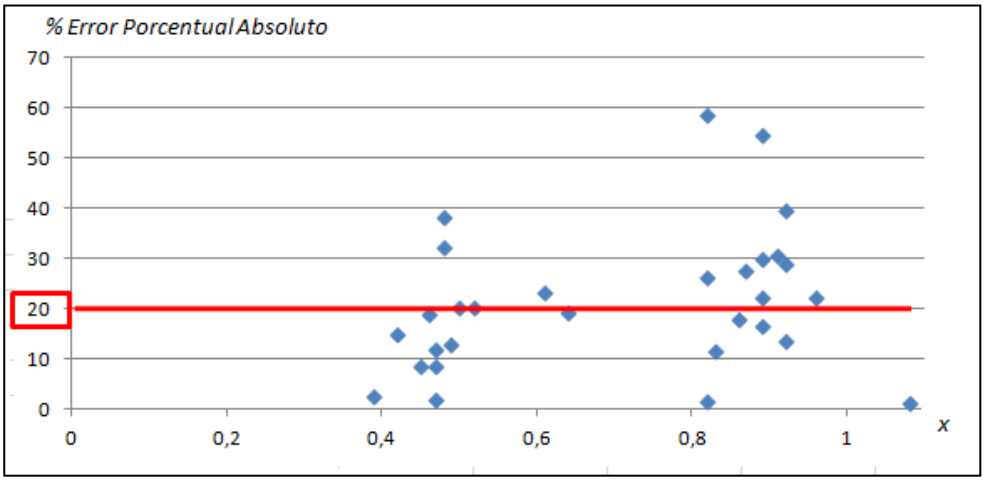

Figura 5.7: Error vs x para modelos estacionarios sin aleatoriedad

Fuente: Elaboración propia

De las *muestras* restantes (ya retiradas las *muestras* con *grados de saturación* sobre 0,85), las tres de mayor error que van quedando son las *simulaciones*: 27, el 20 y el 13. La primera se puede explicar dado que tiene cola inicial (remante del período anterior), lo que no está introducido en la *Ecuación 2.25*. La segunda es porque corresponde a la *muestra* con mayor progresión del pelotón (mayor R_p) de todas las del experimento, lo que ocasiona que lo estimado sea mayor que lo observado. En tanto, la tercera es una *muestra* en que se pudo observar un viraje a la izquierda obstruido, además de una baja progresión de pelotón, lo que elevó el tiempo observado de demora. Este tipo de observaciones se analizará en detalle en las secciones 5.2.6 y 5.2.7 del presente capitulo.

El modelo Estacionario sin Aleatoriedad tiene un sesgo, el modelo subestima a la *demora real* en 27 de las 30 *muestras*. Es decir, la curva de estimaciones se

encuentra bajo las observaciones, como se puede observar con los datos experimentales en la *Figura 5.8*.

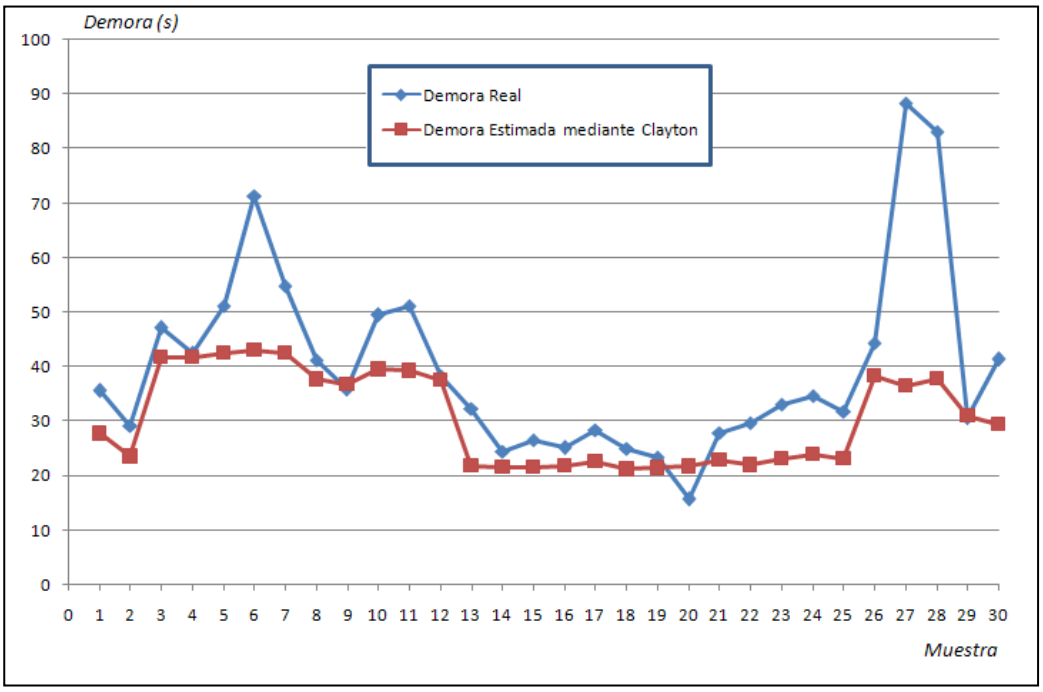

Figura 5.8: Observaciones versus mediciones para modelos determinísticos

Fuente: Elaboración propia

5.2.4 Modelos Estacionarios Con Aleatoriedad

El modelo clásico de Webster entrega un *MAPE* de 27,16% para las 30 *muestra*s. En tanto, para el modelo de Miller existe un *error porcentual* promedio de 29,1% para las 30 *muestras*.

Ambos modelos tienen un comportamiento parecido: subestimación respecto a lo observado en las situaciones de bajos *grados de saturación*, y una sobreestimación para *grados de saturación* altos. Es decir, corresponde a un sesgo por tramos.

Tal como en los modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad, se puede observar una tendencia a mayores errores para grados de saturación altos por sobre los bajos (ver *Figura 5.9*). Sobre x = 80%, el 56,3% de las *muestras* tienen un error mayor al 20%, en tanto que bajo x = 80%, solo el 14,3% de las *muestras* tienen error mayor al 20%. Si ahora se realiza el corte en x =70%, se confirma esta información como se ratifica en la *Tabla 5.2*.

Tabla 5.2: MAPE para distintos x para modelos Estacionarios Con Aleatoriedad

	Webster	Miller
MAPE para muestras con *grado de saturación* sobre el 70%	36,75	42,31
MAPE para muestras con *grado de saturación* bajo el 70%	16,22	14,02

Fuente: Elaboración propia

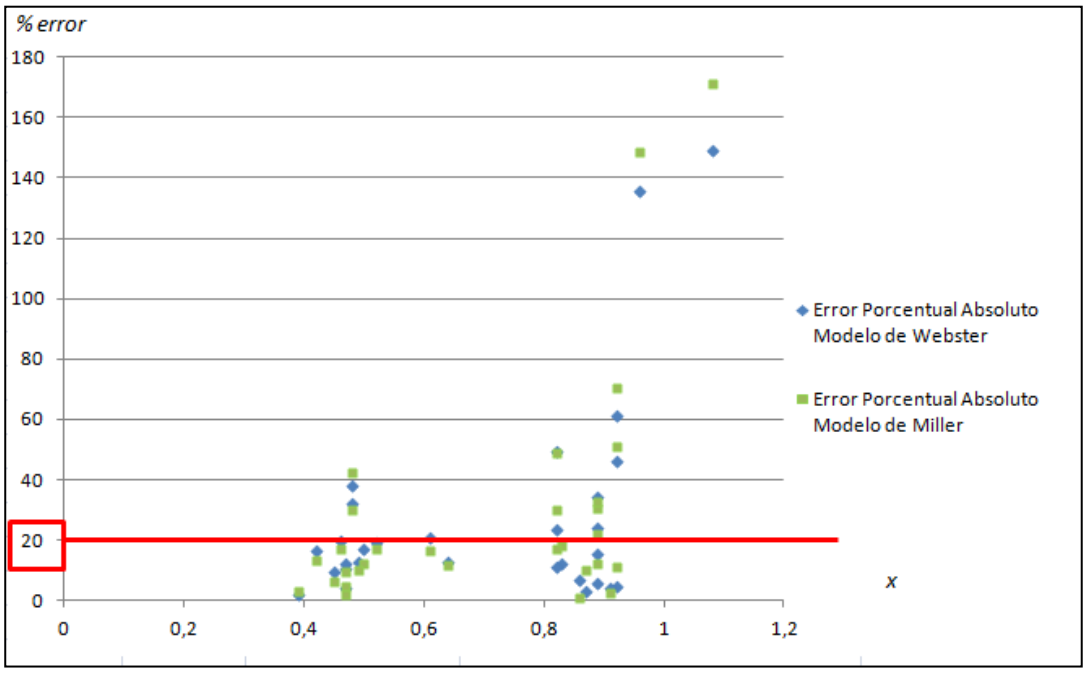

Figura 5.9: Errores de acuerdo a grado de saturación para modelos estocásticos

Fuente: Elaboración propia

La mayor falla en los modelos Estacionarios Con Aleatoriedad se produce cuando el grado de saturación se acerca a uno. Para las *muestras* de análisis, si eliminámaramos las *muestras* con grados de saturación superiores a 0,95 (*muestras* 1 y 29) el *MAPE* disminuye a un 18,92% para Webster y a un 19,76% para Miller. Es decir una importante disminución con sólo retirar dos *muestras*.

Parte importante del error que aún queda en estos modelos se debe a que no incorporan en sus formulaciones la cola inicial, N_0, lo que les hace cometer un error considerable, por ejemplo en las *muestras* 27 y 28. Descartando los anteriores, los

mayores errores se siguen presentando en *muestras* con altos grados de saturación, como lo son el 26 y 30.

Realizando un análisis minucioso de las componentes de la demora estimada para las diferentes *muestras*, es evidente que existe una sobrestimación de la componente aleatoria de la demora, lo que explica la excesiva sobrestimación para grados altos de saturación. Las principales razones que explican este comportamiento son: (a) existe una coordinación entre semáforos, por lo tanto la aleatoriedad está sobrevalorada y (b) las *muestras* tienen duraciones no tan largas, por lo tanto tienen mayor homogeneidad interna y menos aleatoriedad.

El estudio del sesgo mediante el cálculo del *Error Porcentual de Sesgo*, esté favorece mucho a los modelos Estacionarios Con Aleatoriedad, es decir el indicador es bastante bajo. Mediante este análisis el modelo de Webster tiene un *Error Porcentual de Sesgo* de 3,67% y en tanto el modelo de Miller tiene un 1,26%. Ambos modelos subestiman a lo observado en 19 de las 30 *muestras*.

Pese al bajo valor del indicador *Error Porcentual de Sesgo* para los modelos Estacionarios Con Aleatoriedad, sería un error dejarse llevar por este y creer que son modelos insesgados. La razón de lo anterior es que existe una subestimación en grados de saturación bajo, y una sobrestimación en grados de saturación altos y resultados irreales en grados de saturación sobre 1. Es decir, existe un claro sesgo por tramo en estos modelos.

5.2.5 Modelos dependientes del tiempo

El modelo de ITE entrega un *MAPE* de 15,5% para las 30 *muestras*, el HCM corresponde a un 7,65% y Akcelik un 18,91%. Es decir, corresponden a los 3 modelos con menores *MAPE* para las 30 *muestras*. Los modelos dependientes del

tiempo resultan ser los con mejores predicciones de las tres familias de modelos, dado que tienen una construcción mucho más cercana a la realidad como se explicó en el Capítulo 2 del presente trabajo. Existen otras razones que también explican este mejor desempeño que serán abordadas más adelante.

¿Por qué razón el modelo HCM tiene mejor comportamiento que los otros modelos dependientes del tiempo, pese a que se construyen en base a los mismos principios?

Podemos detectar las siguientes ventajas del modelo HCM:

a) Incorpora las colas iniciales N_0, a diferencia del modelo ITE.
b) A diferencia de Akcelik incorpora un factor por la progresión del pelotón multiplicando a la componente uniforme. Se realizará un análisis detallado de esta situación en la sección 5.2.7 de este capítulo.
c) A diferencia de Akcelik e ITE Cuenta con el *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*I*), el cual le da mucha mayor exactitud en la estimación del segundo coeficiente de la formulación (correspondiente a la componente aleatoria de la demora). Se realizará un análisis detallado de esta situación en la sección 5.2.7 de este capítulo.

Si bien son claras las mejoras estimativas del HCM, este modelo necesita medir más variables en la recolección de datos. Por lo tanto hay que ponderar las mejoras con las complejidades que implican. En las conclusiones de esta tesis se realizará una proposición en este sentido.

Otras ventajas de los modelos del tiempo respecto a las otras familias son:

(i) Existe una efectiva estimación insesgada de las estimaciones respecto a las observaciones. Es decir, sí existen beneficios compensatorios reales. El modelo ITE tiene un *Error Porcentual de Sesgo* de un -3,87% (las *simulaciones* en promedio sobrestiman a las *muestras*), Akcelik que llega a un *Error Porcentual de Sesgo* 7,74% y HCM 4,4% (para los últimos dos modelos las *simulaciones* en promedio subestiman a las *muestras*). Los

números del indicador de sesgo, muestran una compensación importante, y al revisarla cualitativamente observamos que esto es efectivo para toda la recta y no por tramos.

(ii) Existe una menor diferencia, respecto a las otras familias, entre los errores asociados a estimaciones con grados de saturación altos y bajos. Por ejemplo el modelo HCM tiene un *MAPE* asociado a las muestras con grados de saturación menores que 70% de 7,56% y un 7,74% para las muestras con grados de saturación mayores que 70%. Esto hace que el error incurrido sea prácticamente el mismo para ambas situaciones. Por lo tanto son modelos con buenas estimaciones en todos los rangos, lo que es especialmente útil en las situaciones más complejas (grados de saturación altos)) donde los otros modelos fallan.

Los modelos ITE y Akcelik no tienen tan buen desempeño como HCM en este sentido, pero no es por una razón de construcción, sino que por un arreglo sencillo que se revisará con más detalle en la sección 5.2.7 del presente capítulo. Pese a lo anterior, inclusive sin el arreglo, los modelos ITE y Akcelik tienen diferencias de errores entre las muestras con altos y bajos grados de saturación mucho menores que las otras familias. Situación que será revisada en detalle en la sección 5.2.9.

Respecto a la estimación del parámetro *k* presente en el término estocásticos de los modelos dependientes del tiempo, se puede ver en la *Tabla 5.1* que el *k* determinado mediante la formulación de Akgúngór y Bullen (2007) y la modelación que propone el HCM no presentan mayores diferencias en los resultados.

Tabla 5.3: Comparación con distintos parámetros k

Parámetro *k* utilizado	Errores porcentuales estimaciones	
	Modelo ITE	Modelo HCM
Modelo HCM para estimar *k*	15,5%	7,65%
Modelo Akgúngór y Bullen para estimar *k*	15,6%	6,97%

Fuente: Elaboración propia

Se sugiere inclinarse por el parámetro determinado por Akgúngór y Bullen, ya que éste sólo emplea el grado de saturación (que es una variable determinada con anterioridad). En tanto el parámetro *k* determinado mediante del HCM emplea la *Unidad de Extensión* (que para determinarla incluye más variables como la distancia del detector). Es decir, el parámetro *k* de Akgúngór y Bullen tiene resultados sin diferencias significativas y con menos parámetros a determinar, por lo tanto se recomienda su uso por parsimonia.

5.2.6 Test para Tesis 3.3.1: Efecto de los virajes

A continuación revisaremos la tesis 3.3.1 de este trabajo, la cual sostenía que dado que el comportamiento de los conductores varía ante la presencia de virajes, este efecto está considerado en la estimación de la demora mediante la variable del flujo de saturación.

a) Establecer umbrales para separar viraje irrelevante y alta presencia de viraje.

Para testear la tesis es necesario establecer dos escenarios: (a) presencia de viraje relevante y (b) presencia de viraje irrelevante.

Para esto, es necesario determinar a partir de qué porcentaje de viraje se produce un efecto suficientemente considerable para alterar el comportamiento de los conductores. Se decidió hacer la revisión a través de examinar el comportamiento de la curva de flujo de saturación mediante Herrera 2002 (*Figura 5.10*) para diferentes porcentajes de viraje.

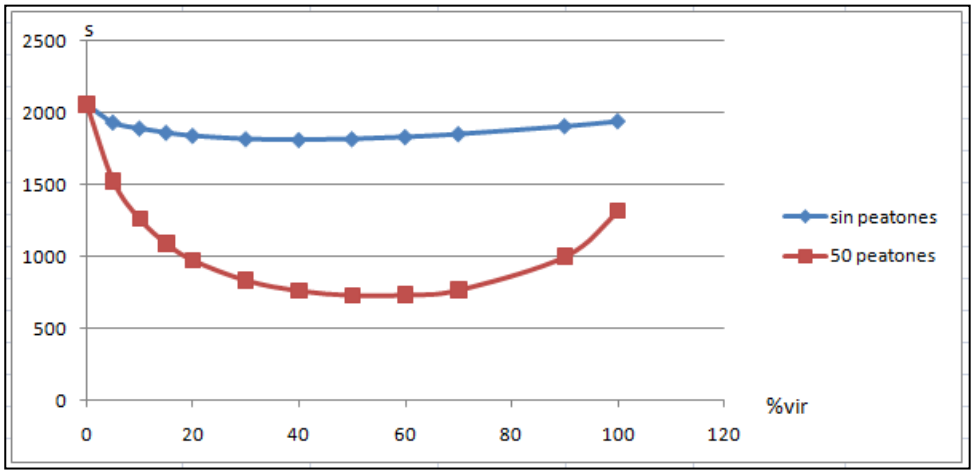

Figura 5.10: Gráfico de flujo de saturación versus viraje

Fuente: Elaboración propia

No se puede aseverar que esta técnica nos entregue un punto definitivo y único, pero es una herramienta con la que se cuenta para establecer un rango. A partir de la

observación de la curva versus viraje y tratando de manejar diferentes posibilidades, se estableció que pondremos tres umbrales (en las cuales se muestran cambios de pendiente más bruscos):

(a) El punto de inflexión corresponde a un porcentaje de viraje de un 5%. Es decir para situaciones de viraje menores al 5% del flujo, se considera viraje irrelevante y sobre 5% un viraje relevante
(b) El punto de inflexión corresponde a un porcentaje de viraje de un 10%.
(c) El punto de inflexión corresponde a un porcentaje de viraje de un 20%.

Para tener una seguridad mayor, es necesario que la tesis 3.3.1 apruebe el test para los tres umbrales.

b) Test estadístico para verificar tesis

Al separar las *muestras* en 2 "partes": las *muestras* con bajo viraje y las *muestras* con viraje relevante. Necesitamos ver si el error entre la *demora real* y la *demora estimada* es estadísticamente similar para ambas "partes" o bien hay una diferencia estadísticamente significativa entre ambas. Si el error cometido es estadísticamente similar para situaciones con viraje relevante y con viraje irrelevante, esto se puede dar por dos razones: *(a)* el viraje está bien integrado a la estimación de demoras mediante la variable *flujo de saturación* (se verifica nuestra tesis 3.3.1), o bien *(b)* el porcentaje de viraje es una variable estadísticamente irrelevante en la estimación de demoras.
La metodología será primero revisar si el error entre la *demora real* y la *demora estimada* es estadísticamente similar, es decir, ver si se cumple *(a)*. Luego, en caso se

revisará si la cantidad del viraje es una variable irrelevante en la estimación de demoras, es decir, descartar *(b)*.

i) Relevancia estadística de diferencia de error entre la *demora real* y la *demora estimada*

Se empleó el test de Mann-Whitney, el cual se realiza para muestras independientes y sin normalidad de las observaciones.

Para realizar este test se ordenan las *muestras* de acuerdo a sus errores porcentuales asociados de menor a mayor. Luego, se generan rangos, rankiando las *muestras* según sus errores respectivos. Algunas *muestras* del ranking pertenecen al grupo de bajo viraje y otras al de viraje relevante. Finalmente se proceden a comparar ambos grupos de acuerdo a las posiciones que ocupan las *muestras* que lo componen en el ranking.

Se procede para las tres situaciones: (a) punto de inflexión de 5%, (b) 10% y (c) 20%. Para cada umbral por separado se hace un test donde la hipótesis nula (H_0) es que las *muestras* con viraje bajo tienen igual o menor error que los de virajes relevante. El resultado con un 95% de confianza es que se aprueba la hipótesis nula. Finalmente, para cada umbral se hace un segundo test que propone como hipótesis nula (H_0) que las *muestras* de virajes relevantes tienen igual o menor error que los de virajes bajo. Con un 95% de confianza se aprueba la hipótesis nula.

Dado que no se rechazan ambas hipótesis nulas, la única opción es que el error entre lo observado y lo estimado para ambos casos (viraje bajo y viraje relevante) sea "igual", en términos estadísticos.

Para complementar el análisis, separamos nuestro universo muestral en dos: las muestras que tienen un *grado de saturación* bajo 0,8 y las que tienen un grado *de*

saturación sobre 0,8. Aplicando los mismos test, para cada uno de los subconjuntos de muestras en forma separa, con un 95% de confianza se aprueba ambas hipótesis nula.

De esta forma se comprueba que el error entre la *demora real* y la *demora estimada* es estadísticamente similar para distintos porcentajes de viraje, independiente de los grados de saturación donde se presenten.

ii) Relevancia del viraje para la estimación de demoras

Por lo visto en el punto anterior, sabemos que no hay diferencias significativas para los errores asociados a situaciones de alto viraje respecto a las de bajo viraje.

Lo anterior puede deberse a que el viraje es irrelevante en la estimación de demoras. Si el viraje fuese irrelevante, no considerarlo en la estimación del *flujo de saturación* no tendría repercusiones estadísticas en los cálculos. Por lo tanto, probaremos los mismos test de Mann-Whitney pero con *demoras estimadas* calculadas en base a un *flujo de saturación* distinto. El nuevo *flujo de saturación* para esta experimentación, se estima introduciéndole porcentaje de viraje igual 0, indistintamente al porcentaje de viraje real observado.

Para los mismos tres escenarios, umbrales de: 5%, 10% y 20% se hacen los test. Para cada umbral se hace un primer test donde la hipótesis nula (H_0) es que las *muestras* con viraje irrelevante tienen igual o menor error que los de virajes relevante. Luego para los mismos umbrales se hace un segundo test que propone como hipótesis nula (H_0) que las *muestras* de virajes relevantes tienen igual o menor error que los de virajes irrelevante. Con un 95% de confianza se aprueba la hipótesis nula para el primer test, pero se rechaza para el segundo test.

Esto quiere decir que si ignoramos el porcentaje de viraje en la estimación del *flujo de saturación*, las *muestras* con viraje relevante tienen estadísticamente un mayor error. Por lo tanto, el porcentaje de viraje es estadísticamente relevante en la estimación de demoras.

Es importante constatar que la mayor relevancia se presenta en aquellas *muestras* donde existen peatones cruzando la calle hacia la cual quieren virar los automóviles. En dichos casos, el no considerar el viraje en el cálculo del flujo de saturación, la tasa de salida presenta errores significativos respecto a lo observado.

c) Análisis cualitativo respecto a situación del viraje

En términos cualitativos, al revisar las *muestras* con similar *grado de saturación* y virajes bastante disímiles, el *Error Porcentual Absoluto* cometido por la estimación de las fórmulas respecto a la *muestra* experimental es bastante semejante (a veces levemente superior, en otras ocasiones levemente inferior). De hecho, si existiesen diferencias mayores, estas se explicarían por otras características (revisar sección 5.2.7 de la presente tesis) y no por el viraje. Esta observación cualitativa reafirma los análisis cuantitativos de los test estadísticos.

d) Conclusión respecto al viraje

Es decir, la hipótesis 3.3.1 de la presente tesis es correcta y se puede constatar que el efecto del viraje se encuentra introducido a la estimación de la demora a través del *flujo de saturación*.

e) Virajes a la izquierda sin fase exclusiva

Todas las vías observadas en esta tesis eran vías bidireccionales sin fase exclusiva de viraje a la izquierda. Es decir, para virar a la izquierda tenían flujo de oposición. El modelo de estimación de demoras de Herrera (2002) no contempla esta situación, ya que se calibró el modelo de estimación de flujo de saturación a partir de virajes a la derecha y virajes a la izquierda con fase exclusiva.

Se pudo observar tanto en el terreno como en las filmaciones que la situación de un viraje a la izquierda es bien semejante en términos generales a un viraje a la derecha si no hay flujo de oposición (*Figura 5.11*). El problema se presenta si hay oposición para el viraje (*Figura 5.12*). En ese caso el tiempo de demora del vehículo se ve incrementado, y lo más relevante es que no sólo el tiempo que le corresponde a él, sino que él de todos los vehículos de la pista que están detrás, lo que incluye un importante aumento en la demora promedio. Si el flujo de oposición es muy alto, la situación toma demasiada importancia.

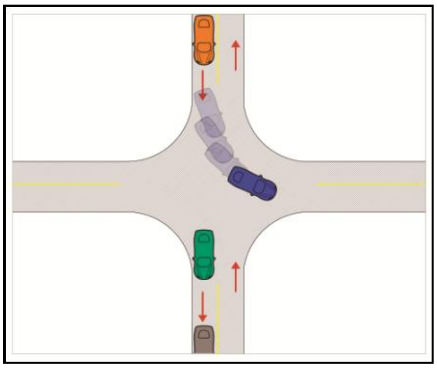

Figura 5.11: Viraje a la izquierda sin oposición

Fuente: Elaboración propia

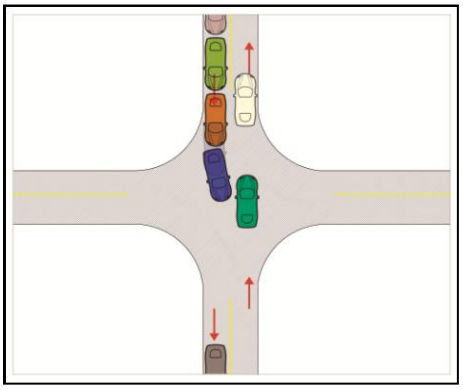

Figura 5.12: Viraje a la izquierda con oposición

Fuente: Elaboración Propia

En las mediciones realizadas para esta tesis la situación no cobró mayor importancia, dado que los flujos de oposición eran bastante bajos. Sólo en una ocasión puntual se presentó un viraje a izquierda con oposición alta, pero no fue relevante dado que fue un hecho aislado que afectó en unos segundos a un ciclo, y cada *muestra* se componía de varios ciclos. Por lo tanto el efecto se disipaba bastante.

En otro caso donde el flujo de oposición si fuese considerable claramente las estimaciones de demoras serán mucho menos exactas, dado que no podrán incorporar dicho efecto. Por eso se sugiere que se complemente la formulación para la estimación del flujo de saturación e incorporé el efecto del viraje hacia la izquierda con flujo de oposición.

5.2.7 Análisis para Tesis 3.3.2: Coordinación entre semáforos

En este trabajo todas las pistas de todas las *muestras* seleccionados tenían arribos "semi" aleatorios, con una *Relación de Pelotón* (R_p) entre 0,63 y 1,4; es decir, ni una *muestra* presentaba grados críticos de progresión (todos las *muestras* presentaban tipos de arribo del tipo 2, 3 y 4, los menos críticos).

Pese a no ser tipos de arribos críticos, en el análisis de los datos nos pudimos percatar que, por ejemplo, una *muestra* con R_p de 0,7 versus una *muestra* parecida en *grado de saturación* pero con un R_p de 1,2 presentaban diferencias considerables en las *demoras reales*. Es decir, aunque no haya *muestras* en situaciones críticas de progresión es necesario considerar el efecto.

Para otras mediciones es aún más necesario considerar estos efectos, dado que en la práctica habrá intersecciones con mucho más efectos de progresión que las de este trabajo. Lo anterior tiene su fundamentación en que en el estudio de un proyecto normal no se seleccionarán específicamente arcos largos. Es muy probable que se presenten arcos mucho más cortos (sobre todo en los proyectos urbanos, que son donde tienen más importancia las demoras en intersecciones semaforizadas).

En Chile, hoy los proyectos de transportes son evaluados mayoritariamente mediante los simuladores TRANSYT y SATURN. Ambos simuladores emplean formulaciones con modelos dependientes del tiempo que no consideran factores para incluir los efectos de la coordinación.

Si se introduce el factor *Factor de Ajuste por Demora* (*PF*) multiplicando a al término de la demora uniforme, es decir, el factor que está presente originalmente solo en la formulación HCM e ITE, ahora se introducirá en los otros modelos, se producen mejoras en el error porcentual promedio que se pueden observar en la *Tabla 5.4*:

Tabla 5.4: Comparación Error con y sin considerar progresión de pelotón

Modelo	*MAPE* sin PF (%)	*MAPE* con PF (%)
Det.	21,22%	16,5%
Webster	27,16%	26,35%
Miller	29,1%	26,08%
Akc.	18,91	15,12%

Fuente: Elaboración propia

Es decir, independiente del modelo, considerar la progresión del pelotón en la parte uniforme de la demora, mediante el *Factor de Ajuste por Demora*, es siempre conveniente para la estimación.

El parámetro *Factor de Ajuste por Demora* es una función de: la *proporción de vehículos que llegan en el verde respecto al total* (*P*), el *Suplemento por Ajuste* (f_{pa}), del *verde* (*v*) y del *ciclo* (*c*). Dado que f_{pa} también es función de *v* y *c*, la única variable nueva que se agrega para estos modelos es *P*. Esta última no presenta gran dificultad porque es sumamente sencilla de obtener en una simulación (todos los proyectos se evalúan mediante simulaciones) sin introducir nuevas variables medidas en terreno.

Por tanto, dado sus efectos positivos en la estimación y no complejizar el levantamiento de datos en terreno, se sugiere agregar los efectos de progresión del pelotón para la demora uniforme en todos los modelos de estimación de demoras. La

justificación, para esta medida, no es solo para mejorar la capacidad predictiva de las estimaciones, sino que también porque conceptualmente hace sentido incluir un factor multiplicativo en la demora uniforme, que incorpore los efectos de la coordinación.

Es necesario también hacer una consideración en los efectos de la progresión en la componente aleatoria de la demora. Es evidente que la aleatoriedad se verá afectada si existe una "coordinación" entre el semáforo y el que lo precede. Por esta razón, el HCM 2000 cuenta con el *Ajuste Incremental para la Demora por la Medición Semáforo Aguas Arriba* (*l*), el cual le da mucha exactitud en la estimación del segundo coeficiente de la formulación.

Para realizar el análisis de incorporar el factor *l* en los modelos dependientes del tiempo, incorporamos los siguientes modelos:

(a) Modelo 1 Corresponde al modelo HCM 2000 empleando *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*l*) =1 (intersección aislada).

(b) Modelo 2: Modelo ITE con *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*l*)

(c) Modelo 3: Modelo AKC. con *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*l*)

(d) Modelo 4: Modelo AKC. con *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*l*) y PF

Los errores MAPE para todos los modelos dependientes del tiempo se presentan en la *Tabla 5.5*.

Tabla 5.5: Resumen de MAPE para modelos dependientes del tiempo

Modelo	*MAPE* (%)
ITE (Original)	15.5
HCM (Original)	7.66
Akc (Original)	18.91
Modelo 1	14,54
Modelo 2	9,52
Modelo 3	18,06
Modelo 4	12,76

Fuente: Elaboración propia

Si comparamos el modelo HCM con el Modelo 1, podemos ver como aumenta considerablemente el error al retirar los efectos del *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*l*) para intersecciones no aislada. De hecho, el *MAPE* de 14,54% es muy cercano al *MAPE* de 15,5% del modelo *ITE*, lo que demuestra que la gran diferencia entre ambos modelos es el ajuste que hace HCM para la progresión del pelotón en intersecciones no aisladas en la componente aleatoria de la demora. El Modelo ITE al incorporarle el *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*l*) mejora considerablemente su performance llegando a un *MAPE* de 9,52.

En tanto Akcelik también tiene mejoras de performance al incorporar los efectos de la progresión del pelotón, bajando desde un *MAPE* de 18,91% a un 18,06% al incorporar el factor *l*, y mejora a un 12,76 si se incorporan tanto *l* (a la componente aleatoria) como *PF* (a la componente uniforme).

Para introducir *l* en el modelo es necesario conocer el grado de saturación de la intersección aguas arriba. En una simulación esto no es problema en los nodos internos de la red, pero si implica una medición para los nodos "fronterizos". Esto implica un levantamiento de datos adicional, pero poco significativo (dato sencillo de medir, y solo para algunos nodos).

Pese a las mejoras experimentadas por los modelos de Akcelik e ITE al incorporar los efectos de la progresión del pelotón, ambos modelos aun tienen peor performance que el modelo HCM. La razón que explica esta situación, es que el modelo HCM tiene un tercer término que incorpora en forma más exacta la presencia de cola inicial. De hecho si recalculamos el *MAPE* para las 26 *muestras* sin cola inicial, *Tabla 5.6*, la performance de Akcelik (Modelo 2) e ITE (Modelo 4) mejoran considerablemente, incluso ITE tiene un *MAPE* menor que HCM.

Tabla 5.6: MAPE para muestras sin cola inicial

Modelo	*MAPE* (%)
HCM (Original)	6,93
Modelo 1	14,5
Modelo 2	6,31
Modelo 3	15,27
Modelo 4	9,54

Fuente: Elaboración propia

En conclusión, por los resultados expuestos, se hace necesario considerar la introducción de factores que consideren los efectos de la progresión del pelotón y se aprueba la tesis 3.3.2 del presente trabajo.

5.2.8 Test para Tesis 3.3.3: Subestimación de la demora

A continuación revisaremos la tesis 3.3.3 de este trabajo, la cual sostenía que el comportamiento de los automovilistas y las condiciones de tráfico en países en vía de desarrollo hace que las formulaciones "extranjeras" para estimar la demora, subestimen la magnitud de la demora para intersecciones semaforizadas de programación fija.

Para revisar la validez de la hipótesis realizaremos test estadísticos, mediante la comparación de las *demoras reales* y las *demoras estimadas* para las 30 *muestras*. Se realizarán 6 test, uno para cada modelo.

Se empleó un test para muestras pareadas sin asumir normalidad. Es decir, un test no paramétrico para muestras pareadas (dado que cada ítem de la observación está relacionado con un ítem de la estimación). Se planteó H_0 como que las demoras observadas son iguales o menores a las estimadas. Es decir para que se apruebe la tesis 3.3.3 planteada en este trabajo es necesario rechazar H_0.

Para un 95% de confianza solo se rechaza H_0 para el modelo de Clayton. Para todos los otros modelos se rechaza la tesis 3.3.3 dado que no existe evidencia estadística para aceptarla. Esto es concordante con lo anteriormente analizado: el modelo Estacionario sin Aleatoriedad es el único que está constantemente bajo las observaciones; los modelos estacionarios con aleatoriedad sólo las subestima para grados de saturación bajo, pero luego las sobrestima en grados de saturación altos; y los modelos dependientes del tiempo oscilan respecto a las observaciones.

Si hacemos exactamente el mismo test, pero sólo para las 18 *muestras* con *grado de saturación* inferior a 0,85 se rechaza H_0 para los modelos de Clayton, Webster y Miller. Este cambio (los modelos Estacionarios Con Aleatoriedad también rechazan H_0) se debe a al comportamiento por tramo de los modelos estacionarios con aleatoriedad, los que subestiman la demora para grados de saturación bajos.

En otras palabras, para los modelos más modernos, completos y complejos (los modelos Dependientes del Tiempo), a diferencia de lo que se preveía en un comienzo, no se pudo constatar subestimación entre las estimaciones de las fórmulas calibradas en el "extranjero" y las mediciones realizadas en Chile. Por lo tanto se rechaza la tesis 3.3.3 del presente trabajo.

Las razones para plantear la tesis 3.3.3 se basaban en los diferentes patrones culturales del comportamiento en países en vía de desarrollo respecto a países desarrollados. Si bien estas diferencias de comportamiento están constatados en la literatura y se dan en la práctica, estas se no afectan mayormente la estimación de la demora por las siguientes dos razones:

a) Están introducidas en las fórmulas mediante variables que están calibradas para la realidad local: *flujo de saturación*, *pérdidas iniciales* y *ganancias finales*.
b) Las diferencias culturales, que no están consideradas en variables que ya están calibradas para la realidad local, no son significativamente importantes en la estimación de demoras y provocan un efecto marginal.

Es importante, entonces, constatar la importancia de tener formulaciones adecuadas para el cálculo del *flujo de saturación*, *pérdidas iniciales* y *ganancias finales*, calibradas para la realidad específica que se está estudiando.

A continuación revisaremos distintos aspectos del comportamiento, que fueron planteados al formular la tesis 3.3.3, que en teoría incidirían en la estimación de

demoras y que finalmente resultaron, o bien ya estar integrados por algunas variables, o bien no ser significativos.

a) Pobre comportamiento de pista: es probable, por lo observado, que este aspecto este inserto en el flujo de saturación, dado que este último esta calibrado para la realidad local.
b) Mal comportamiento peatonal y presencia de vendedores ambulantes: este aspecto es difícil de constatar: dado las intersecciones seleccionadas se encontraban alejadas de la zona central y de zonas comerciales altamente confluidas, por lo tanto no había mayor presencia peatonal.
c) Existe una distancia de cola mayor: respecto a este aspecto no se pudo verificar cómo este incide en la demora, en la experimentación. Es probable que si existiese un efecto, este sea marginal en términos de estimación de demoras.
d) Condiciones de infraestructura: es probable que estos aspectos estén de alguna forma implícitos en el flujo de saturación, dado que este parámetro ya se encuentra calibrado para la realidad local y por lo tanto tiene que haber considerado dichos efectos.

5.2.9 Comparación entre modelos

En la *Tabla 5.7* se presenta un resumen de los indicadores para los distintos modelos:

Tabla 5.7: Resumen de Errores por modelo

Modelo	*MAPE* (%)	Error porcentual de sesgo (%)	Error porcentual promedio de sesgo (%)
Clayton	21.22	23.28	18.42
Webster	27.17	3.67	2.32
Miller	29.11	1.26	0.51
ITE	15.5	-3.87	-7.93
HCM	7.66	4.40	3.28
Akc	18.91	7.85	3.90

Fuente: Elaboración propia

Para comparar el uso de los diferentes modelos podemos revisar su comportamiento mediante el *Índice de Diferencia Entre Errores Absolutos Entre Modelos* (*IDEEAEM*), el cual viene determinado por la *Expresión 5.5*.

$$IDEEAEM = max\left(Error\ Porcentual\ Aboluto_i^j - Error\ Porcentual\ Aboluto_i^k\right) \qquad \forall\, j,k\ con\ k \neq j$$

Donde i corresponde a la *muestra* y el j y k corresponden a dos modelos cuyos errores de sus estimaciones se están comparando para dicha *muestra*. Este índice como resultado nos entrega la mayor diferencia porcentual entre La diferencia de los errores de todos modelos para una *muestra*, mientras más pequeño sea el $IDEEAEM$ más parecida es la estimación de los diferentes modelos para esa *muestra*.

Si comparamos los 6 modelos originales (Clayton, Webster, Miller, ITE, HCM, Akc) para todas las *muestras* con *grados de saturación* menores a 70% el indicador $IDEEAEM$ es menor que 20. En tanto si hacemos el mismo análisis pero para las muestras con *grados de saturación* mayores a 85% no hay ni una *muestra* en la cual el indicador $DEEAEM$ sea menor a 20, y el 82% de las muestras poseen $IDEEAEM$ sobre 30%.

Es decir para grados de saturación bajos los modelos tienen estimaciones mucho más semejantes. Eso podría inducir a pensar que para grados de saturación bajos da lo mismo el modelo con el cuál modelo estimar. Dicha hipótesis no es efectiva, pese a que la diferencia es menor para grados de saturación bajos, los modelos dependientes del tiempo siguen siendo mejores estimadores, tal como se puede observar en la *Tabla 5.8*.

Tabla 5.8: Resumen de MAPE por modelo

	Clayton	Webster	Miller	ITE	HCM	Akc.	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
MEAN de muestras con x sobre 70%	25,2	36,75	42,31	23,45	7,74	20,88	21,32	12,13	19,28	14,47
MEAN de muestras x bajo 70%	16,67	16,22	14,02	6,42	7,56	16,67	6,79	6,53	16,66	10,79

Fuente: Elaboración propia

Los modelos Dependientes del Tiempo tienen mejor estimación tanto para grados de saturación altos como bajos. La diferencia es aún mayor para *grados de saturación* altos. Es decir, los modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad como los modelos Estacionarios Con Aleatoriedad en las zonas de mayor importancia (altos *grados de*

saturación), donde una correcta modelación cobra más relevancia, fallan aún más. Mayores *errores porcentuales* en zonas de mayores valores para las demoras, se conjuga en una estimación con mayor error en términos brutos.

Otra ventaja relevante de los modelos Dependientes del Tiempo, respecto a las otras familias, es que cuentan con una estimación insesgada Los modelos Estacionarios Sin Aleatoriedad subestiman todo el tiempo, por su parte los modelos Estacionarios Con Aleatoriedad oscilan por tramos (subestiman para grados de saturación bajo y sobreestiman para grados de saturación altos).

6 CONCLUSIONES Y RECOMENTACIONES

Este trabajo se convierte en un primer acercamiento a la estimación de demoras en intersecciones semaforizadas para países en vías de desarrollo. Se logra establecer un análisis cuantitativo y cualitativo de las diferentes formulaciones en relación a la realidad local.

6.1 Conclusiones respecto a los Objetivos Planteados

Respecto a los objetivos planteados, a partir de la comparación de *demoras reales* y *demoras estimadas*, las principales conclusiones son las siguientes:

6.1.1 Efectos de los virajes para la estimación de demoras.

Se pudo constatar, mediante la comparación de las *demoras reales* y *demoras estimadas*, que la variable del *Flujo de Saturación* incorpora los efectos de los virajes a la estimación de las demoras. Es decir, que no es necesario incorporar una variable adicional para considerar los efectos del viraje. Basta con tener una correcta estimación del *Flujo de Saturación* y que este considere los factores de viraje. Se aprueba la tesis 3.3.1 de este trabajo.

6.1.2 Efectos de la coordinación de semáforos en las demoras

Al comparar las *demoras estimadas* y las *demoras reales*, para distintas "intensidades" de coordinación entre semáforos, se constató la importancia de que los modelos consideren ajustes por la progresión del pelotón. Por lo tanto se acepta la tesis 3.3.2 del presente trabajo.

Es necesario incluir factores, que introduzcan los efectos de la coordinación entre semáforos, tanto para la componente uniforme como en la componente aleatoria de la demora. Para la componente uniforme de la demora se recomienda usar el *Factor de Ajuste por Demora* (*PF*), y para la componente aleatoria de la demora el *factor de ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*I*).

Los factores *PF* y *I* no son complejos de calcular y emplean variables sencillas de obtener. Es decir, no complican la toma de datos, ya que solo necesitan ingresar dos nuevos parámetros: *proporción de vehículos que llegan en verde respecto al total* y *grado de saturación del semáforo aguas arriba, l*os cuales son muy sencillos de obtener mediante los procedimientos propios de la simulación.

El uso de los factores *PF* y *I* produce mejoras en las fórmulas, reduciendo el error en aproximadamente un 35% en los modelos. Un modelo Dependiente del Tiempo, con corrección en la progresión, tiene errores netos bajo el 10%.

6.1.3 Valides formulaciones extranjeras para estimar demoras

Los factores propios, significativos, del comportamiento y las condiciones de los países de los países en vía de desarrollo están introducidos en la estimación de demoras mediante variables que están calibradas para la realidad local. Cuando los

elementos: *flujo de saturación, pérdida inicial* y *ganancia final* ya se encuentran calibrados para la realidad local, la formulación no tendrá sesgo por comportamiento. Por lo tanto se rechazó la tesis 3.3.3 del presente trabajo, dado que no existe subestimación por parte de las formulaciones.

6.1.4 Modelos dependientes del tiempo tienen la mejor estimación

De las distintas familias de modelos para estimar demoras, los modelos dependientes del tiempo presentan el menor error porcentual y el menor sesgo. Por lo tanto, son los modelos más exactos para estimar la demora en intersecciones semaforizadas.

De todos los modelos dependientes del tiempo, el de mejor capacidad predictiva es el modelo HCM 2000. Los elementos que lo hacen destacar son:

a) Considerar la cola inicial, N_0, mediante un término propio de la componente de sobresaturación de la demora.
b) Considerar los factores que introducen el efecto de la progresión del pelotón

Si se agregan esos dos elementos mencionados a los restantes modelos Dependientes del Tiempo, estos también tienen excelentes estimaciones, semejantes a HCM 2000. Un modelo Dependiente del Tiempo, con corrección en la progresión y término para incluir la cola inicial, tiene errores netos bajo el 7%.

6.1.5 Importancia del *Flujo de Saturación*

La calibración "local" de los siguientes elementos: *Flujo de Saturación*, *Pérdida Inicial* y *Ganancia Final*, es fundamental para que la estimación de demoras tenga capacidad predictiva respecto a la realidad. Si no se emplean valores "locales" para dichas variables, las estimaciones se vuelven mucho más imprecisas.

De las tres variables mencionadas, la más relevante es el *Flujo de Saturación*, ya que representa la tasa de salida del proceso de colas asociados a la demora. Además, mediante esta variable se incorporan a la estimación de demoras varios efectos: proporción de virajes, período del día y porcentaje de transporte público. Por esta razón es fundamental para una correcta estimación de demoras tener una formulación adecuada y calibrada para el flujo de saturación.

6.2 Recomendaciones para una correcta estimación de demora

Para un usuario que desee estimar la demora de una intersección semaforizada se le recomienda:

a) Utilizar modelos dependientes del tiempo para cualquier grado de saturación y porcentaje de viraje.
b) Utilizar una formulación de flujo de saturación calibrada para la realidad local. Además que esta fórmula incorpore los efectos del viraje.
a) Utilizar un modelo que considere la cola inicial, N_0, mediante un término propio de la componente de sobresaturación de la demora.
b) Incorporar en la formulación los factores que introducen el efecto de la progresión del pelotón: *PF* y *I*.

6.3 Recomendaciones para Futuras Líneas de Investigación

A continuación se describirán sugerencias para futuras líneas de investigación, que permitan profundizar la estimación de demoras en intersecciones semaforizadas:

a) Verificar si la variable *Flujo de Saturación* es capaz de incorporar los efectos de distintas proporciones de tráfico mixto a la estimación de demoras. En esta tesis, se trabajó con situaciones de tráfico no mixto, y es relevante incorporar un análisis para tráfico mixto por los altos porcentajes de Transporte Público que existe en los países en vía de desarrollo.

b) Realizar una investigación empírica de la estimación de demoras para pistas con paraderos. El efecto del paradero se puede analizar independiente del tráfico mixto, ya que una cosa es (i) la demora por el aumento de headways por la presencia de transporte público en la vía y otra cosa es (ii) la demora por la detención del Transporte Público en los paraderos.

c) Verificar si la variable *Flujo de Saturación* es capaz de incorporar los efectos de los distintos períodos del día a la estimación de la demora.

d) Estudiar las diferencias según patrones de comportamiento de ubicación socio-demográfica. El valor del tiempo es distinto para las distintas personas, por lo tanto existen comportamientos distintos en los diferentes sectores demográficos. Es necesario ver si dicho efectos son significativos en la estimación de demoras.

e) Realizar una formulación para la estimación del *Flujo de Saturación* que incorpore los virajes a la izquierda con flujo encontrado sin etapa exclusiva.

f) Revisar el *Factor de Ajuste por Demora* (*PF*) para todo tipo de arribos, particularmente revisar su componente *Suplemento por Ajuste* (f_{pa}) y realizar una calibración de esta última para la realidad local.

g) Revisar el *ajuste incremental para la demora por la medición semáforo aguas arriba* (*I*). Calibrarlo para la realidad local, basándose en las mismas variables, sin agregar “inputs” que compliquen la recolección de datos.

BIBLIOGRAFÍA

Adonis, C. (1998). *La Influencia del Transporte Público en el Comportamiento del Tráfico Vehicular*: *Análisis de Intervalos*. Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Departamento de Ingeniería de Transporte, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Aguirre, J.F. (1986). *Modelación de la Dispersión de Grupos de Vehículos en Vías Urbanas*. Tesis de Magister no publicada) Memoria de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Akcelik, R. (1980 a). Stops at Traffic Signals. *Proccedings 10th ARRB Conference (pp. 182-192),* Sidney.

Akcelik, R. (1980 b). Time–dependent expressions for delay, stop rate and queue lenght at traffic signals. *ARRB Internal report AIR 367, 1*.

Akcelik, R. (1981). Traffic signals – capacity and timing analysis. *Australian Road Research Board Ltd. Research Report 123.*

Akcelik, R. (1988). The Highway Capacity Manual delay formula for signalised intersections. *ITE Journa*l, *58*(3), 22-27.

Akcelik, R. (1998). Traffic Signal: Capacity and Timing Analysis. *Research Report ARR 123*, ARRB, Victoria, Australia.

Akcelik, R. & Rouphail, N.M. (1993). Estimation of delays at traffic signals for variable demand conditions. *Transportation Research, Part B 27*(2), 109-131.

Akgüngör, A.P. Graham, A. & Bullen, R. (2007). A New Delay Parameter for Variable Traffic Flows at Signalized Intersections. *Turkish J. Eng. Env. Sci., 31*, 61-70.

Allsop, R. (1972). Delay at a fixed time traffic signal I: Theoretical analysis. *Transportation Science, 6*(3), 260 – 285.

Bartel, G. (1998) *Parámetros de Capacidad en Intersecciones Semaforizadas Bajo Condiciones de Tráfico Mixto: Nuevas Definiciones y Método de Estimación*. (Tesis de Magister no publicada). Departamento de Ingeniería de Transporte, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Beckmann, M. J. McGuire, C. B. & Winsten, C. B. (1956). *Studies in the Economics in Transportation*. New Haven: Yale University Press.

Bertín, M. & Salas, M.A. (1986). Análisis de las demoras en un semáforo aislado ante diferentes estrategias de control. *IV Congreso Panamericano Ingeniería de Tránsito y Transporte*. (PI-PF), Santiago, Chile.

Blunden, W.R. (1962). On the theory of traffic flow. *Proc. Austral Road Res. Board, 1*, 131-152.

Branston, D. (1979). Some Factors Affecting the Capacity of Signalised Intersections. *Traffic Engineering and Control*, *20*, 390-396.

Branston, D. & Gipps, P. (1981). Some Experience with a Multiple Linear Regression Method of Estimating Parameters of the Traffic Signal Departure Process. *Transportation Research*, *6*, 445-458.

Branston, D. & van Zuylen, H. (1978). The Estimation of Saturation Flows, Effective Green Time and Passengers Car Equivalents at Traffic Signal by Multiple Linear Regression. *Transportation Research*, *12*, 47-53.

Bravo, F., David, A. & Simpson, R. (2000). Análisis de los Efectos del Uso de Diferentes Distribuciones en TRANSYT. Documento de Trabajo N°2-2000 Departamento de Ingeniería de Transporte, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Brilon, W. & Wu, N. (1989). Delays at fixed-time traffic signals under time-dependent traffic conditions. *Traffic Engieneering and Control, 31*(12), 623-631.

Clayton, A. (1941). Road Traffic Calculations. *J. Inst. Civil. Engrs, 16*(7), 247-284, *16*(8), 588-594.

Crommelin, C.D. (1932). Delay probability formulae when the holding times are constant. *Post Office Elect. Eng, 25*, 41-50.

Cronje, W.B. (1983). Derivation of Equations for Queue Length, Stops, and Delay for Fixed-Time Traffic Signals. *Transportation Research Record 905*.

Darroch, J.N. (1964). On the traffic light queue. *Ann Math Statist, 35*, 380-388.

Dion, F., Rakha, H. & Kang, Y. (2004). Comparison of delay estimates at under-saturated and over-saturated pre-timed signalized intersections. *Transportation Research Part B, 38*(2), 99–122.

Fernández, R. (2008). *Elementos de la teoría del tráfico vehicular*. Santiago, Lom Ediciones Ltda.

Gibson, J. (1984) Capacity, queues and delays at bus-stops. *Proc. Transportation Research in the Americas Conference.* Fajardo, Puerto Rico.

Gibson, J. (1985a). *Un método de calibración de los parámetros de dispersión del tráfico*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Gibson, J. (1985b). Consecuencias prácticas de un Nuevo Modelo de Dispersión de Tráfico. *Actas del Segundo Congreso Nacional de Ingeniería de Transportes*. Santiago, Chile.

Gibson, J. (1995). Estimación de demoras en intersecciones semaforizadas en período punta. *Actas del Séptimo Congreso de Ingeniería de Transporte*. Santiago, Chile.

Gibson, J. y Aguirre J.F. (1984a). Sobre la correcta especificación y calibración del modelo de dispersión de Robertson. Publicación del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Santiago, Chile.

Gibson, J & Aguirre, J.F. (1984b). Replanteamiento del modelo de dispersión de Robertson. *Actas del Primer Congreso Chileno de Ingeniería de Transportes* (pp. 233-244). Santiago, Chile.

Gibson, J. & Fernández R. (1989). Efectos de Interacción de Buses y Autos en Tráfico Urbano. *Actas del Cuarto Congreso de Ingeniería de Transporte* (pp. 33-50).Valparaíso, Chile.

Hadjes, V. (1989). *Tratamiento de la variabilidad temporal del flujo en la evaluación de proyectos de vialidad urbana*. (Tesis de Magister no publicada). Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Haight, F.A. (1959). Overflow at a traffic light. *Biometrika, 46*, 420-424.

Herrera, J.C. (2002). *Parámetros de capacidad en pistas con virajes: el caso de países en desarrollo*. (Tesis de Magíster no publicada). Departamento de Ingeniería de Transporte, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Hutchinson, T. P. (1972). Delay at a fixed time traffic signal II: Numerical comparisons of some theoretical expressions. *Transportation Science, 6*(3), 286-305.

Institute of Transportation Engineers (ITE). (1995). *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections*. Canadá: Autor.

Kendall, D.G. (1951). Some problems in the theory of queues. *J. Roy Statist. Soc. B* (13), 151-85.

Kimber, R.M. & Hollis, E.M. (1979). Traffic queues and delays at road junctions. *TRRL Report LR 909*, Transport and Road Research Laboratory.

Lam, J.K. (1977). Studies of platoon disperssion models and its practical implications. *Proccedings VII Internactional Symposium on Transportation and Traffic Theory*. Kioto, Japan.

Lam, W. (1994). Saturation Flows and Passenger Car Equivalents at Signalised Intersections in Hong Kong. *Proceedings of Second International Symposium on Highway Capacity, 2* (pp. 385-394). Sydney.

Matson, R. M., Smith, W. S, & Hurd, F.W. (1955). Traffic Engineering. New York: Mc Graw Hill Book Company Inc.

May, A.D. & Keller, E.M. (1967). A deterministic queueing model. *Transp. Res., 1*, 117-128.

McNeil, D.R. (1968). A solution to the fixed – cycle traffic light problem for compound Poisson arrivals. *Journal of Applied Probability 5*(3), 624 – 635.

Miller, A.J. (1963). Settings for fixed-cycle signals. *Operational Research Quarterly 14*(4), 373-386.

Miller, A.J. (1964). Settings for fixed-cycle signals. University of Birmingham, Paper N° 131, UK.

Miller, A.J. (1968). The Capacity of Signalised Intersections in Australia. ARRB, *Bulletin N°3 Australian Road Research Board.*

Newell, G.F. (1965). Approximation methods for queues with application to the fixed-cycle traffic light. *SIAM Rev., 7*(2), 223-239.

Peacy, G.M. (1956). The Progress of a Bunch of vehicles released from a Traffic Signal. *Research N°RN/2665/GMP. Road Research Laboratory*. London, UK.

Robertson, D.I., (1979). Traffic models and optimum strategies of control. *Proceeding of the International Symposium on Traffic Control Systems* (pp. 262-288). California

Robertson, D.I. (1969). TRANSYT: a Traffic Network Study Tool. *TRRL Laboratory Report LR 253*.

Rouphail, N. Tarko, A. & Li, J. (1999). Traffic flow at signalized intersections. En Henry Lieu (Ed.), *Traffic-flow theory* (chapter 9).

Seddon, P.A. (1972) Another Look at Platoon Dispersion Based on Rectangular Distribution of Journey Time. *Traffic Engineering and Control, 16*(11).

Transportation Research Board (TRB) (1965), Highway Capacity Manual. Washington, D.C., Estados Unidos: Autor.

Transportation Research Board (TRB) (1985), Highway Capacity Manual. Washington, D.C., Estados Unidos: Autor.

Transportation Research Board (TRB) (2000), Highway Capacity Manual. Washington, D.C., Estados Unidos: Autor.

Velasco, L. M. (2004). *Calibración de parámetros básicos vehiculares para flujo interrumpido en modelos de simulación microscópica: GETRAM en Santiago*. (Tesis de Magíster no publicada). Departamento de Ingeniería de Transporte, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Viti F. (2006). The dynamics and uncertainty of delays at signals. *Thesis, TRAIL Research School*, Delft University of Technology.

Wardrop, J. G. (1952). Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part II, 1*(2), 325-362, U.K.

Webster, F.V. (1958). *Traffic Signal Settings*. Road Res. Lab. Tech. Paper No. 39. HMSO, UK.

Webster, F.V. y Cobbe, B.M. (1966) Traffic Signal. Road Res. Tech. Paper Nº 56. HMSO, UK.

ANEXOS

Anexo A: Ejemplo aclaración conceptos

Con el fin de aclarar todas las definiciones, para una intersección cualquiera, se presenta un ejemplo. La situación viene dada por la *Figura A.1*, en tanto las etapas de la intersección vienen dadas por la *Figura A.2*.

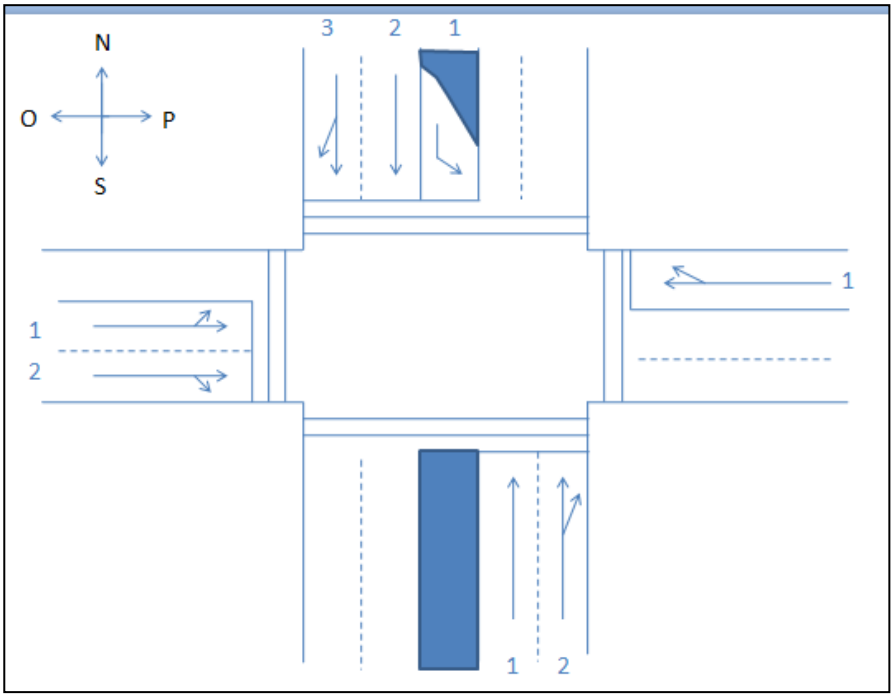

Figura A.1: Intersección ejemplo para ilustrar nomenclatura

Fuente: Elaboración propia

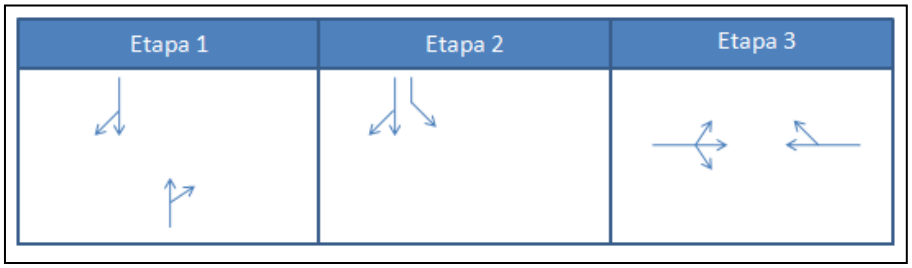

Figura A.2: Etapas situación de ejemplo

Fuente: Elaboración propia

La intersección tiene cuatro accesos: norte, sur, poniente y oriente. Si vemos uno de los accesos cualquiera, por ejemplo el acceso norte, podemos hacer un análisis de los conceptos anteriormente explicados.

El acceso norte se compone de tres pistas y tres movimientos. Los autos que realizan el movimiento *n-p* (q_{n-p}) emplean solo la pista 1, los vehículos que hacen el movimiento *n-s* (q_{n-s}) usan dos de las tres pistas: 2 y 3, y los autos que realizan el movimiento *n-o* (q_{n-o}) emplean solo la pista 3.

Continuando con el ejemplo del acceso norte, los movimiento *n-o* y *n-s* tiene pasada durante dos etapas: la etapa 1 y la etapa 2, en tanto el movimiento *n-p* solo tiene pasada durante la etapa 2. Por esta razón los movimiento *n-o* y *n-s* tienen línea de parada compartida, pero el movimiento *n-p* no es parte de ella. Los vehículos que usan la pista 3 (q_3) hacen dos movimientos (*n-o* y *n-s*), los vehículos que usan la pista 2 (q_2) solo hacen un movimiento (*n-s*) y la pista 1 solo tiene vehículos (q_1) que realizan el movimiento *n-p*. El ciclo es el período que agrupa a las tres etapas.

Para la misma situación podemos poner números y su respectivo *Diagrama de Etapas* asociado, por ejemplo:

c:	120 segundos
Rojo-Rojo:	1 segundo
$V_{ETAPA\ 1}$:	30 segundos
$V_{ETAPA\ 2}$:	16 segundos
$V_{ETAPA\ 3}$:	62 segundos
Amarillo:	3 segundos

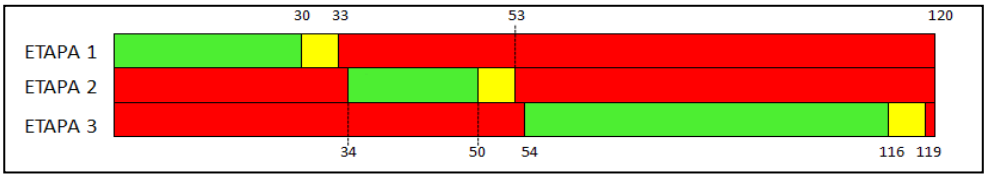

Figura A.3: Diagrama de Etapas

Fuente: Elaboración propia

Anexo B: Cálculos flujos de saturación

B.1 Factor de Ancho

El Factor de ancho viene dado por la siguiente ecuación:

$$F_{ANCHO,j} = \left[1 + \beta\left(A_j - 3\right)D_{PE}\right] \quad \text{(B.1)}$$

Donde:

$\beta = \dfrac{0{,}0568}{1 - 0{,}0568\left(A_j - 3\right)}$

$D_{PE} = \begin{cases} 1 & si\ el\ vehiculo\ circula\ por\ una\ pista\ extrema \\ 0 & otro\ caso \end{cases}$

$A_j = Ancho\ de\ pista\ tipo\ j\ [m]$

B.2 Factor de equivalencia

Para autos que siguen derecho, la formulación del factor de equivalencia viene dada por la siguiente ecuación:

$$f_{AD,j}^{k} = 1 + \frac{0{,}063 \cdot D_V + \frac{1{,}59 \cdot vir \cdot (1+ped)}{R_C} + \frac{0{,}216}{(1+34 \cdot exp\{-20{,}61 \cdot TP\})} - 0{,}006}{h_{0,j}^{k}} \quad \text{(B.2)}$$

Para autos que viran, la formulación del factor de equivalencia viene dada por la siguiente ecuación:

$$f_{AV,j}^{k} = 1 + \frac{\left[exp\left\{\frac{-0,35 \cdot vir \cdot R_C}{1+ped}\right\} + \frac{0,216}{(1+34 \cdot exp\{-20,61 \cdot TP\})} + 0,033\right]}{h_{0,j}^{k}} \quad \text{(B.3)}$$

Para buses que siguen derecho, la formulación del factor de equivalencia viene dada por la siguiente ecuación:

$$f_{BD,j}^{k} = \frac{2,482 + 0,643 \cdot D_{PD} + 0,676 \cdot D_V}{(1 - 0,057 \cdot (A_j - 3) \cdot D_{PE})(1,676 + 0,181 \cdot D_{PD} + 0,126 \cdot D_{PI} - 0,111 \cdot D_{PM} + 0,006)} \quad \text{(B.4)}$$

Para buses que viran, la formulación del factor de equivalencia viene dada por la siguiente ecuación:

$$f_{BV,j}^{k} = \frac{3,319 + 0,825 \cdot D_U}{\left(1 - 0,057 \cdot (A_j - 3)\right)(1,676 + 0,181 \cdot D_{PD} + 0,126 \cdot D_{PI} - 0,111 \cdot D_{PM} + 0,006)} \quad \text{(B.5)}$$

Donde:

$h_{z,j}^{k} = intervalo\ del\ vehículo\ tipo\ z\ que\ circula\ por\ la\ pista\ del\ tipo\ j, durante\ el\ período\ k\ (s)$

$h_{0,j}^{k} = 1,676 + 0,181 \cdot D_{PD} + 0,126 \cdot D_{PI} - 0,111 \cdot D_{PM} + 0,006$

$vir: proporción\ de\ virajes\ en\ el\ flujo \qquad 0 \leq vir \leq 1$

$ped: peatones\ por\ minuto\ que\ interfieren\ con\ el\ viraje$

$R_c: radio\ corregido\ [m]$

$TP: proporción\ de\ transporte\ público \qquad 0 \leq TP \leq 1$

B.3 Flujo de saturación básico

Flujo de Saturación Básico esta tabulado en la *Tabla B.1*:

Tabla B.1: Familia de valores para el Flujo de Saturación Básico [ADE/h]

Período de Medición	Pistas		
	Derechas	Izquierdas	Centrales
Punta Mañana	2.055	2.121	2.292
Otro Período	1.933	1.992	2.141

Fuente: Bartel, 1998

B.4 Radio corregido

El Radio Corregido viene determinado por la siguiente ecuación:

$$R_c = 0{,}980 \cdot R_A + 0{,}629 \cdot W \qquad \text{(B.6)}$$

Donde:

R_C: $radio\ corregido\ [m]$

R_A: $radio\ de\ la\ acera\ [m]$

W: $ancho\ de\ la\ vía\ a\ la\ que\ ingresa$

Anexo C: Demostración modelos estacionarios sin aleatoriedad

La situación descrita por el autor la podemos observar en la siguiente figura:

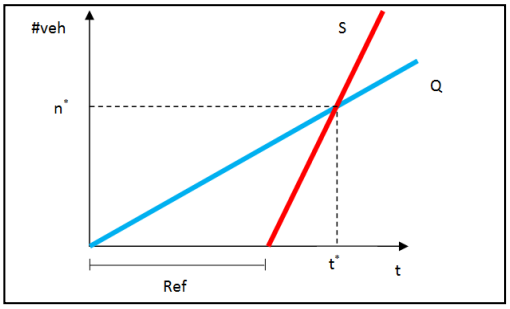

Figura C.1: Gráfico llegadas uniformes y salidas para un ciclo

Fuente: Elaboración propia

En la *Figura C.1* los vehículos correspondientes a la pista *i* llegan a la intersección a una tasa q_i, se acumulan durante el tiempo de Rojo Efectivo ($R_{ef\,i}$) y luego comienzan a descargarse a una tasa s_i. A partir del tiempo t^* (con $t^*<c$), los vehículos que se aproximan durante el ciclo ya no tendrán demora, pues se disipó completamente la cola. El total de los vehículos afectados por la demora durante el ciclo corresponde a n^*, en tanto el total de los vehículos del ciclo corresponden a q_i*c. Luego cada móvil *j* tendrá una demora t_2-t_1 como aparece descrito en la *Figura C.2* Posteriormente la demora total durante el ciclo será el área bajo la curva como aparece en la *Figura C.3*.

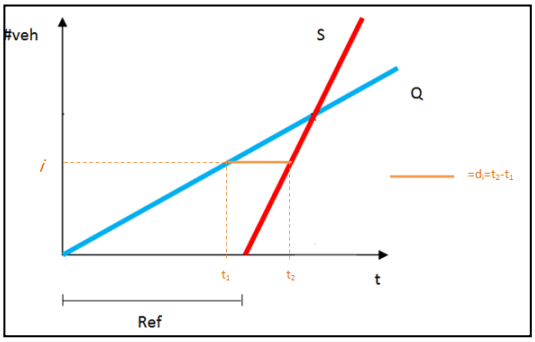

Figura C.2: Gráfico demora unitaria

Fuente: Elaboración propia

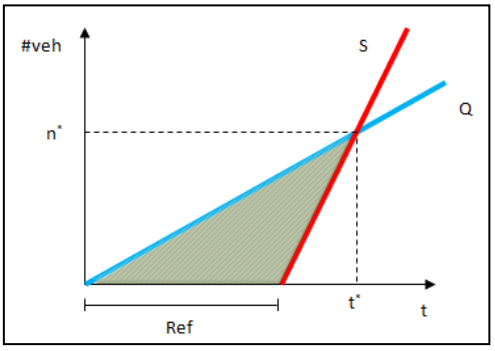

Figura C.3: Gráfico demora total del ciclo

Fuente: Elaboración propia

A partir de lo anterior se puede establecer que la demora total de la pista *i* (D_i) para todo el ciclo *c* viene dada por la siguiente expresión:

$$D_i = \frac{q \cdot c^2}{2} \cdot \frac{(1-\lambda_i)^2}{(1-\gamma_i)} \qquad (C.1)$$

Donde:

γ_i: factor de carga de de la pista $i = q_i / s_i$

Luego podemos calcular la demora promedio para cada uno de los $q_i * c$ vehículos que participaron en el ciclo, la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$d_i = \frac{c}{2} \cdot \frac{(1-\lambda_i)^2}{(1-\gamma_i)} \qquad (C.2)$$

Para el caso en que existe cola inicial con las mismas condiciones, como la *Figura C.4*, la situación es análoga y la estimación de la demora total viene dada por la *Ecuación C.3* y para la demora promedio la *Ecuación C.4*.

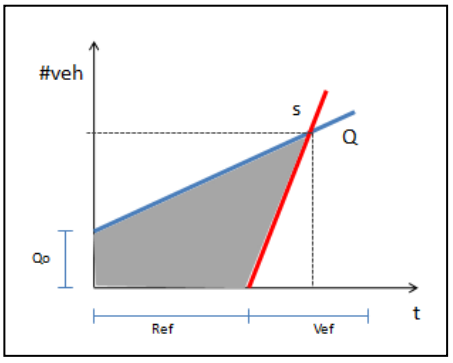

Figura C.4: Gráfico demora en una intersección semaforizada

Fuente: Elaboración propia

$$D_i = \frac{q \cdot c^2}{2} \cdot \frac{(1-\lambda_i)^2}{(1-\gamma_i)} + \frac{Q_o \cdot (2 \cdot s \cdot R_{ef} + Q_0)}{2 \cdot (s-q)} \quad \text{(C. 3)}$$

$$d_i = \frac{c}{2} \cdot \frac{(1-\lambda_i)^2}{(1-\gamma_i)} + \frac{Q_o \cdot (2 \cdot s \cdot R_{ef} + Q_0)}{2 \cdot q \cdot c \cdot (s-q)} \quad \text{(C. 4)}$$

Anexo D: Longuitud de cola en caso de sobresaturación

Para este anexo particular, se empleara el subíndice *i* Para referirse al intervalo *i* y no a la pista *i* como se había empleado en el resto de la tesis.

Para una pista cualquiera, para calcular la longitud promedio tanto de la cola de sobresaturación (AOQ) como de la que existe al inicio del verde, consideremos la *Figura D.1*.

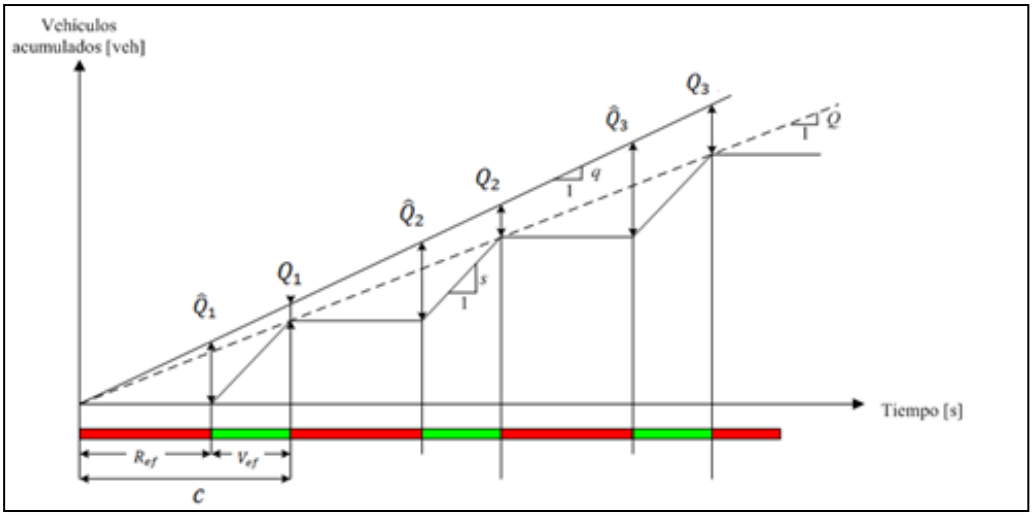

Figura D.1: Diagrama de descarga en estado saturado, para varios ciclos

Fuente: Elaboración Propia

Las colas Q_i corresponden a las de sobresaturación, mientras que las $\hat{Q}_i$ son las que hay al inicio de cada verde, en tanto el Q sin subíndice corresponde a la capacidad.

Como se desprende del diagrama, el promedio de las colas de sobresaturación será igual a:

$$Q_D = \frac{Q_1+Q_2+Q_3+\cdots Q_N}{N} \qquad \text{(D. 1)}$$

donde el subíndice *D* es por "determinístico" y *N* es el número total de ciclos considerados.

Sin embargo, Akçelik (1980b) considera también la "cola inicial", Q_0, al inicio del período de medición, la cual agrega al promedio anterior. Así, la expresión utilizada por él para su derivación es:

$$Q_D = \frac{Q_0+Q_1+Q_2+Q_3+\cdots Q_N}{N+1} \qquad \text{(D.2)}$$

Asimismo, el promedio de las colas al inicio de cada verde será igual a:

$$\hat{Q}_D = \frac{\hat{Q}_1+\hat{Q}_2+\hat{Q}_3+\cdots}{N} \qquad \text{(D. 3)}$$

Para estimar el valor de Q_i y $\hat{Q}_i$, consideremos el diagrama siguiente, que muestra lo que sucede para un solo ciclo:

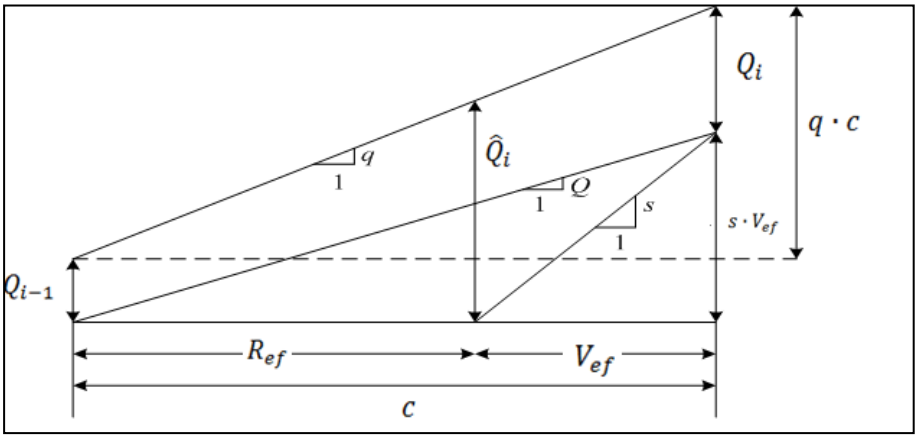

Figura D.2: Diagrama de descarga en estado saturado para el i-ésimo ciclo

Fuente: Elaboración propia

Así, es claro que

$$Q_{i-1} + q \cdot c = Q_i + s \cdot V_{ef} \qquad (D.4)$$

De donde:

$$Q_i = Q_{i-1} + \left(q \cdot c - s \cdot V_{ef}\right) \qquad (D.5)$$

Por recursión:

$$Q_i = Q_0 + i \cdot \left(q \cdot c - s \cdot V_{ef}\right) \qquad (D.6)$$

Factorizando el paréntesis de la derecha por $Q \cdot c$, se puede reescribir como:

$$Q_i = Q_0 + i \cdot Q \cdot c \cdot (x - 1) \qquad (D.7)$$

Reemplazando ahora en la *Ecuación D.1*, obtendremos la expresión para el promedio de las colas anteriores:

$$Q_D = \frac{\sum_{i=1}^{N}(n_0 + i \cdot Q \cdot (x-1))}{N} = \frac{Q_0 \cdot N + Q \cdot c \cdot (x-1) \cdot \frac{N \cdot (N+1)}{2}}{N} = Q_0 + \frac{Q \cdot c \cdot (x-1) \cdot (N+1)}{2} \qquad \text{(D.8)}$$

Si, en cambio, reemplazamos (D.7) en (D.2) se obtiene:

$$Q_D = \frac{N_0 + \sum_{i=1}^{N}(N_0 + i \cdot Q \cdot (x-1))}{N+1} = \frac{N_0 + Q_0 \cdot N + Q \cdot c \cdot (x-1) \cdot \frac{N \cdot (N+1)}{2}}{N+1} = Q_0 + \frac{Q \cdot c \cdot (x-1) \cdot (N)}{2} \qquad \text{(D.9)}$$

Si el intervalo total de tiempo considerado es *T*, entonces $T = N \cdot c$. Reemplazando esto en la *Ecuación D.8*, se obtiene finalmente:

$$Q_D = Q_0 + \frac{Q \cdot (x-1) \cdot (T+c)}{2} \qquad \text{(D.10)}$$

En tanto reemplazando en la *Ecuación D.9*, se tendrá que:

$$Q_D = Q_0 + \frac{Q \cdot (x-1) \cdot T}{2} \qquad \text{(D.11)}$$

Que es la expresión para la cola promedio de sobresaturación en estado saturado obtenida por Akçelik (1980b).

Akçelik (1980b) asume que $Q_0 = 0$ porque su intención es derivar expresiones para usos práctico y no teórico. Así, la fórmula obtenida por él es:

$$Q_D = \frac{Q \cdot (x-1) \cdot T}{2} \qquad \text{(D. 12)}$$

Anexo E: Efectos de la progresión de llegadas en las demoras

El Highway Capacity Manual (1985) propuso la necesidad de considerar la progresión en las llegadas para cada pista de la intersección, cuantificarlo y agregar este efecto a la estimación de la demora. La importancia de estos efectos en la estimación de las demoras se explica en detalle en la *Sección 4.1.2* de la presente tesis. Trabajar la cuantificación de estos efectos resulta muy práctico, dado la mayoría de los semáforos, hoy en día en las ciudades, se encuentran en red.

El HCM 85 explicita cinco tipos de llegadas de acuerdo a las características de la progresión, el HCM 2000 agrego un sexto tipo.

-El tipo 1 corresponde a cuando un grupo importante de vehículos de la pista *i* arriba a la intersección cuando su pista se encuentra con luz roja, principalmente al comienzo de la luz roja, este tipo presenta las peores condiciones de fluidez de la pista.

-El tipo 2 corresponde a cuando un grupo de vehículos de la pista *i* arriba a la intersección cuando su pista se encuentra con luz roja, principalmente al desarrollo de la luz roja.

-El tipo 3 representa arribos prácticamente aleatorios para la pista *i* sin tener ni una preferencia por llegar en luz roja o verde, hay alta dispersión de pelotones.

-EL tipo 4 es cuando llega un grupo de vehículos de la pista *i* en el desarrollo del verde.

-El tipo 5 es cuando llegan la gran mayoría de los vehículos de la pista *i* al comienzo del verde de dicha pista.

-El tipo 6 (este tipo aparece recién la versión del año 2000 del HCM) está reservado para cualidad de progresiones excepcionales cercanas a las ideales.

Para determinar los tipos de arribo de cada pista a la intersección se emplea la siguiente tabla:

Tabla E.1: Tipos de arribos de acuerdo a R_p

Tipo de Arribo	R_p	Características Progresión
1	≤0,5	Muy pobre
2	0,5-0,85	Desfavorable
3	0,85-1,15	Aleatoria
4	1,15-1,5	Favorable
5	1,5-2	Altamente Favorable
6	>2	Excepcional

Fuente: HCM 2000

La *Relación de Pelotón* (R_p) es necesaria para determinar el tipo de arribo, para calcularla se emplea la siguiente expresión:

$$R_p = {}^{P}/_{\xi} \qquad \text{(E. 1)}$$

P: proporción de vehículos que llegan en el verde respecto al total

ξ: proporción de tiempo que está en verde el ciclo $= \frac{v}{c}$

Cuando la progresión de llegadas es favorable para el pelotón, la demora podría ser considerablemente menor que suponiendo llegadas aleatorias, en caso contrario al revés. Pero cuando el grado de saturación se acerca a 1 el tipo de progresión al arribo influirá menos y habrá menor variación. Los movimientos de virajes a la izquierda normalmente no se ven afectados por el tipo de progresión, sino que es mucho más dependiente del flujo opuesto.

Para cuantificar el efecto del tipo de arribo en la demora, se debe multiplicar la expresión de la demora por un *Factor de Ajuste por Demora* (*PF*). Este factor considera dos factores: (a) coordinación de las señales y (b) tipo de control. El valor de *PF* viene determinado por la siguiente expresión:

$$PF = \frac{(1 - P) f_{PA}}{(1 - \frac{v}{c})} \qquad \text{(E. 2)}$$

En tanto f_{pa} es el *Suplemento de Ajuste* para el factor de ajuste por demora durante el verde y viene determinado por el tipo de arribo según la siguiente tabla:

Tabla E.2: f_{pa} según arribos y proporción de verdes

Radio de Verde (*v/c*)	Tipo de arribo					
	1	2	3	4	5	6
0,2	1,167	1,007	1	1	0,833	0,75
0,3	1,286	1,063	1	0,986	0,714	0,571
0,4	1,445	1,136	1	0,895	0,555	0,333
0,5	1,667	1,240	1	0,767	0,333	0,000
0,6	2,001	1,395	1	0,576	0,000	0,000
0,7	2,556	1,653	1	0,256	0,000	0,000

Fuente: HCM 2000

Anexo F: Cálculo parámetros formula HCM

F.1 Cálculo de *t*

$$t = \begin{cases} 0 & Q_0 = 0 \\ min\left\{T, \frac{Q_0}{Q[1-\min(1,x)]}\right\} & Q_0 \neq 0 \end{cases} \quad \text{(F. 1)}$$

F.2 Cálculo de *u*

$$u = \begin{cases} 0 & t < T \\ 1 - \frac{Q \cdot T \cdot [1-\min(1,x)]}{Q_0} & t > T \end{cases} \quad \text{(F. 2)}$$

F.3 Cálculo de *k*

Para determinar el valor de de k es necesario de definir la Variable de Extensión e_0:

$$e_0 = \frac{distancia}{1{,}47 \cdot vel} \quad \text{(F. 3)}$$

Donde:

e_0= Unidad de extensión (s)

vel = velocidad promedio (mph);

distancia= distancia entre detector y línea de parada (pies).

Para determinar el valor de *k* se emplea la *Tabla E.1*, para valores intermedios de unidad de extensión se interpola y para valores mayores o menores se extrapolan.

Tabla F.1: Valores de k

e_0	Grado de Saturación					
	≤0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	≥1
2	0,04	0,13	0,22	0,32	0,41	0,5
2,5	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,5
3	0,11	0,19	0,27	0,34	0,42	0,5
3,5	0,13	0,2	0,28	0,35	0,43	0,5
4	0,15	0,22	0,29	0,36	0,43	0,5
4,5	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,5
5	0,23	0,28	0,34	0,39	0,45	0,5

Fuente: HCM 2000

F.4 Cálculo de *l*

Para el cálculo de *l se* emplea la siguiente expresión:

$$l = \begin{cases} 1 & para\ intersecciones\ aisladas \\ Tabla\ E.2 & para\ intersecciones\ no\ aisladas \end{cases} \quad \text{(F.4)}$$

Tabla F.2: Valores de l

X_c	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	≥ 1
l	0,922	0,858	0,769	0,65	0,5	0,314	0,09

Fuente: HCM 2000

Con:

X_c: Grado de Saturación intersección aguas arriba

F.5 Componente de la demora uniforme

En el caso especial de que $Q_b > 0$ y t<T, entonces el componente de la demora uniforme se calcula de la siguiente manera:

$$d_1 = d_s \frac{t}{T} + d_u \cdot PF \cdot \frac{T-t}{T} \quad \text{(F.5)}$$

Donde d_s es la demora uniforme evaluada en x=1 y d_u es la demora uniforme normal.

Anexo G: Llegadas aleatorias en zonas urbanas

Las pistas en la ciudad que no poseen ni un tipo de coordinación en red son:

(i) Las intersecciones aisladas: en la *Figura G.1* el punto azul representa una intersección aislada de la red sin efecto de progresión en las llegadas. En el presente trabajo se constató, en conjunto con la UOCT, que las intersecciones aisladas, en el caso de Chile, son actuadas, es decir su programación no es fija sino que varía de acuerdo a la demanda.

(ii) Accesos periféricos de la red: el movimiento que accede desde fuera de la red (tal como se ilustra en la *Figura G.2*). Estos movimientos provienen desde el exterior de la red, por lo tanto no tienen efectos de progresiones aguas arriba.

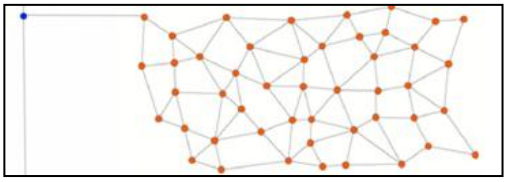

Figura G.1: Intersección aislada de la Red

Fuente: Elaboración Propia

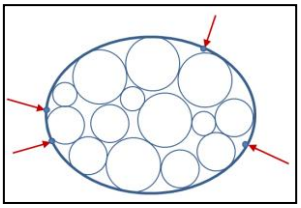

Figura G.2: Accesos movimientos periféricos desde fuera de red

Fuente: Elaboración Propia

Anexo H: Largo de Arcos y tipos de arribos

Se busca una metodología que permita evaluar la pista de acceso a la intersección. De este modo, se puede examinar los efectos de la coordinación de los semáforos, y cuantificar para la pista (de una intersección en red) el tipo de arribo que estamos observando.

Para cuantificar este análisis, se decidió en este trabajo emplear la variable *Relación del Pelotón* (R_p). El R_p es una variable que permite evaluar la progresión de las llegadas del movimiento, más detalles en el *Anexo D*. Se establece que un arribo es "semi" aleatorio para aquellas pistas cuyos R_p está entre 0,5 y 1,5. Los valores dentro de ese rango, dejan fuera los tipos de arribos cuyas progresiones son más coordinadas.

Las pistas con *Grados de Saturación* superiores a 0,9 no son sujetas a análisis de aleatoriedad. Esto último se debe a que para grados de saturación muy altos los efectos de la progresión sobre la demora son menores, dado que la congestión es suficientemente grande y el vehículo, al ingresar al sistema, se introducirá a una cola sin importar si su llegada sucedió durante una luz verde o la luz roja. Es decir los efectos de la coordinación entre semáforos no alteran la demora para grados de saturación altos ($x > 0,9$).

Para cuantificar el R_p de una pista de una intersección se emplearan dos criterios, solo aquellos movimientos que aprueben el primer criterio podrán postular al segundo, en caso contrario quedaran inmediatamente descartados:

-Primero se evaluará la intersección en forma teórica, mediante dispersión de pelotones. De esta forma se simulará la llegada a la intersección desde la intersección aguas arriba, con estos datos simulados se obtendrá el R_p, y se verá si cumple con el rango solicitado.

-Segundo, para todas aquellas intersecciones que hayan pasado el primer testeo, se evaluará el R_p real, midiéndolo en terreno. Si la medición real cumple con el rango solicitado, la intersección califica.

Para el primer criterio se empleará los modelos de dispersión de pelotones de vehículos. A continuación se realizará un breve resumen de los modelos utilizados.

Teoría de los Modelos de Dispersión de Pelotones

Los Modelos de Dispersión de Pelotones revisan matemáticamente el comportamiento de los vehículos a medida que avanzan aguas abajo en una vía, posterior a la descarga del semáforo. Establece que, dado que los diferentes vehículos llevan distintas velocidades, se producirá una dispersión de los vehículos a medida que pasa el tiempo, como se puede observar en la *Figura H.1*.

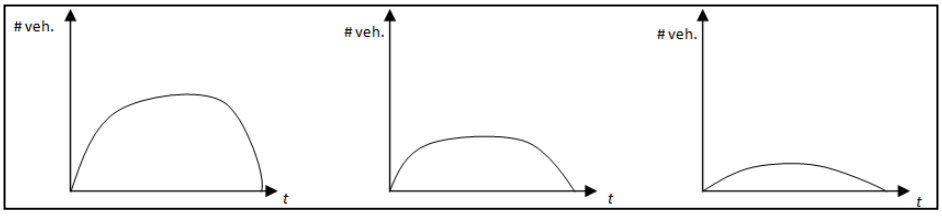

Figura H.1: Dispersión de un pelotón al avanzar

Fuente: Elaboración propia

La teoría de la dispersión de pelotones ha sido ampliamente estudiada en el mundo, diversos autores han planteado diferentes modelos, a continuación se realizará una pequeña revisión.

La primera modelación fue planteada por Peacy (1956), el cual estableció que las velocidades distribuían normal, en base a este supuesto construyó su modelo. Pero fue Robertson 1969 quien introdujo el modelo más difundido hasta la fecha, el que planteo un modelo que fue construido sobre bases empíricas. Este autor diseño una relación recurrente, que alcanzó la fama al ser incorporados, en 1967, por Marconi Myriad con el famoso programa TRANSYT (de la Road Research Laboratory, RRL en ese entonces, luego TRRL, y TRL hoy en día). Este modelo es, hasta el día de hoy, ampliamente utilizado por su robustez y cercanía al comportamiento real de los vehículos.

El modelo de Robertson nos permite predecir el histograma de pasadas de una sección de una vía a partir del histograma conocido en otra sección aguas arriba, para esto restablece la siguiente expresión recurrente:

$$q_2(i+T) = Fq_1(i) + (1-F)q_2(i+T-1) \qquad \text{(H. 1)}$$

$q_2(i+T)$: $flujo\ (predicho) derivado (sección 2)\ para\ el\ tiempo\ i+T\ en\ intervalos$

$q_1(i)$: $flujo (conocido) incidente\ (sección 1)\ proveniente\ al\ intervalo\ i\ en\ el\ pelotón\ inicial$

$$F = \frac{1}{1+\alpha T} \qquad \text{(H. 2)}$$

$$T = [\beta \cdot \tau + 0{,}5] \qquad \text{(H. 3)}$$

$$\tau = \frac{d}{v_f \cdot i} \qquad \text{(H. 4)}$$

β: $parámetro\ a\ calibrar, con\ con\ 0 \leq\ \beta \leq 1$

α: $parámetro\ de\ suavizamiento\ a\ calibrar\ con\ 0 \leq\ \alpha \leq 1$

[ ]: $función\ que\ aproxima\ al\ entero\ más\ cercano$

El análisis se realiza en intervalos, donde τ corresponde al tiempo promedio (en intervalos) que lleva el pelotón. En tanto T representa el desplazamiento temporal (en intervalos) de la cabeza del pelotón en el segundo histograma con respecto al primero y F es corresponde al factor de suavizamiento. En el caso que F fuese igual a 1 habría nula dispersión y en el caso que fuese igual a 0 habría dispersión total.

Fue Seddon (1972) quien exploró las bases teóricas de el modelo que Robertson había planteado entorno a bases empíricas. En esta investigación descubrió que Robertson había ocupado implícitamente, sin percatarse, un distribución geométrica para la distribución de los tiempos de viaje. Seddon demostró que si no se impone cota máxima a α, F se puede reescribir:

$$F = \frac{1}{1 + \bar{t} - T} \qquad \text{(H. 5)}$$

Donde:

$$\bar{t} = \tau \qquad \text{(H. 6)}$$

Los modelos de Robertson y Seddon emplean que la predicción del primer intervalo se supone que el flujo del intervalo anterior es nulo. Luego Lam (1977) observo que para la predicción del primer intervalo era necesario considerar la conservación del flujo para un contexto genuinamente cíclico, de tal forma que rescribió la ecuación:

$$q_2(i) = \sum_{j=i-T-n+1}^{i-T} q_1(j) \frac{F(1-F)^{i-j-T}}{1-(1-F)^n} \qquad \text{(H. 7)}$$

Donde:

n: número de intervalos dentro de un ciclo

El modelo de Lam no consideró que su hipótesis de ausencia de cota superior para el tiempo máximo de viaje, lo que hace que la suma de las probabilidades de mayor a uno, por lo tanto debe existir una cota superior finita al tiempo de viaje. En ese sentido Gibson y Aguirre 1984 (a y b) y luego Gibson (1985 a y b) logran eliminar la inconsistencias en la reproducción del tiempo medio de viaje y demuestra que el parámetro α del modelo es irrelevante. De esta forma se propone utilizar la ecuación recursiva de Robertson, *Ecuación H.1*, con la ecuación de Lam para predecir el primer intervalo (*Ecuación H. 7*), pero para calcular F se propone:

$$F = \frac{1}{1 + \overline{t}_x - T_X} \qquad \text{(H. 8)}$$

$$T_x = \left[\frac{n \cdot t_{min}}{c} + 0{,}5\right] \qquad \text{(H. 9)}$$

$$\overline{t}_x = \sum_{k=T_x}^{M_x} k \cdot P(\, t_x = k) \qquad \text{(H. 10)}$$

$$M_x = \left[\frac{n \cdot t_{max}}{c} + 0{,}5\right] \qquad \text{(H. 11)}$$

Por último, otra investigación Chilena realizada por Bravo 2000 propone la siguiente modificación:

$$F = \frac{1}{1-2(\overline{t}-T)} \qquad \text{(H. 12)}$$

Para estudiar la situación de la dispersión del pelotón en la presente tesis revisaremos 3 modelaciones, para ir examinando el grado de dispersión según la distancia: Robertson, Gibson y Bravo. El primero pese a sus modificaciones posteriores y su antigüedad sigue siendo muy robusto y ampliamente utilizado. En tanto el de Gibson

plantea varias correcciones importantes y por último Bravo es una variación más reciente.

Dado que el fin de esta tesis no es establecer cuál es el mejor de los modelos, ni ponerlos a prueba, se optará por un criterio de seguridad. Este criterio hará que las pistas seleccionadas correspondan a aquellas que satisfagan los 3 modelos, dando mayor holgura. Del mismo modo se empelará seguridad y holgura en los parámetros, dado que el fin de esta tesis no es calibrarlos, se utilizará un rango bastante amplio, y el criterio es que la pista debe cumplir para todos los rangos de los parámetros. Para α se empleara un rango desde 0,35 (valor por defecto del programa TRANSYT) hasta 0,5 (valor que Robertson encontró en 1969), esto incluye el valor por defecto del programa Saturn de 0,4. En tanto para β se empleará un rango entre 0,72 el primer valor corresponde a la calibración de Gibson para Chile, Gibson1985b. Para las velocidades se realizará un análisis de sensibilidad también mediante holguras, donde deben cumplirse para todo el rango.

Anexo I: Tablas de Presentación de Resultados

I.1 Resultados observados para las mediciones.

Tabla I.1: Detalle cuantitativo observado por muestra

Muestra	v (s)	c (s)	d (s)	x	q (veh/hr)	s (veh/hr)	P	Rp	No	Per. Br. (s)
1	36	90	35,6	0,96	653	1840	0,38	0,96	0	2,75
2	36	90	29,1	0,64	433	1839	0,35	0,87	0	2,86
3	34	120	47,08	0,83	426	1957	0,35	1,24	0	2,51
4	34	120	42,37	0,82	420	1943	0,38	1,32	0	2,53
5	34	120	51,1	0,89	450	1936	0,3	1,06	9	2,54
6	34	120	71,31	0,92	465	1932	0,34	1,2	9	2,55
7	34	120	54,82	0,89	450	1936	0,35	1,24	0	2,54
8	34	120	41,14	0,47	232	1909	0,26	0,91	0	3,1
9	34	120	35,85	0,39	192	1900	0,31	1,1	0	3,04
10	34	120	49,45	0,63	310	1921	0,18	0,62	0	3,17
11	34	120	51,2	0,61	300	1922	0,18	0,63	0	3,18
12	34	120	38,35	0,47	230	1913	0,3	1,07	0	3,13
13	36	90	32,24	0,48	333	1873	0,28	0,7	0	2,83
14	36	90	24,53	0,47	328	1875	0,39	0,98	0	2,67
15	36	90	26,59	0,46	320	1872	0,29	0,73	0	2,71
16	36	90	25,09	0,49	344	1876	0,28	0,7	0	2,66
17	36	90	28,39	0,52	373	1996	0,29	0,71	0	3,63
18	36	90	24,94	0,42	293	1871	0,32	0,8	0	2,73
19	36	90	23,42	0,45	313	1875	0,4	0,99	0	2,68
20	36	90	15,68	0,48	333	1878	0,56	1,4	0	2,65
21	69	120	27,83	0,86	945	1979	0,55	0,95	0	2,49
22	69	120	29,75	0,82	930	2039	0,52	0,91	0	2,49
23	69	120	33,14	0,89	990	2005	0,47	0,82	0	2,47
24	69	120	34,62	0,91	996	1980	0,47	0,82	0	2,49
25	69	120	31,76	0,87	960	1987	0,48	0,83	0	2,48
26	43	120	44,38	0,92	562	1824	0,39	1,08	0	2,77
27	43	120	88,32	0,82	498	1823	0,24	0,67	12	2,79
28	43	120	83,16	0,89	540	1821	0,28	0,78	11	2,83
29	36	90	30,63	1,08	560	1536	0,45	1,14	0	5,57
30	36	90	41,33	0,92	433	1463	0,35	0,87	0	7,06

Fuente: elaboración propia

Tabla I.2: Viraje observado por muestra

Muestra	Tipo	%viraje
1	D	0,29
2	D	0,38
3	I	0,07
4	I	0,09
5	I	0,1
6	I	0,1
7	I	0,1
8	D	0,19
9	D	0,18
10	D	0,42
11	D	0,27
12	D	0,15
13	I	0,36
14	I	0,22
15	I	0,25
16	I	0,21
17	I	0,25
18	I	0,27
19	I	0,22
20	I	0,2
21	M	0,06
22	M	0,06
23	M	0,03
24	M	0,05
25	M	0,05
26	M	0,31
27	M	0,33
28	M	0,36
29	D	0,29
30	D	0,38

Fuente: Elaboración Propia

I.2 Resultados para las estimaciones.

Tabla I.3: Estimaciones de demora por muestra para los diferentes modelos

Simulación	Clayton (s)	Webster (s)	Miller (s)	ITE (s)	HCM (s)	Akc (s)
1	27,74	83,94	88,52	44,55	34,04	42,68
2	23,50	25,40	25,64	30,06	27,80	23,50
3	41,72	52,90	55,51	56,87	49,20	49,88
4	41,66	52,42	55,00	54,52	47,42	49,24
5	42,56	63,32	66,83	58,64	47,42	49,24
6	43,02	74,53	79,14	70,17	78,97	63,62
7	42,56	63,32	66,83	66,30	52,20	59,01
8	37,66	36,86	39,20	42,20	40,57	37,66
9	36,74	35,20	36,93	37,58	36,45	36,74
10	39,51	41,11	43,35	48,20	45,25	39,51
11	39,27	40,43	42,67	47,26	44,60	39,27
12	37,62	36,75	39,10	39,63	38,06	37,62
13	21,83	21,84	22,49	26,72	25,52	21,83
14	21,63	21,55	22,22	24,26	23,10	21,63
15	21,55	21,40	22,10	25,83	24,74	21,55
16	21,84	21,94	22,55	26,89	25,60	21,84
17	22,69	22,87	23,53	27,74	26,40	22,69
18	21,21	20,81	21,62	24,28	23,36	21,21
19	21,42	21,19	21,92	23,69	22,63	21,42
20	21,68	21,65	22,30	20,59	19,41	21,68
21	22,82	29,73	27,63	32,49	27,48	27,84
22	21,92	26,40	24,66	31,51	27,49	25,14
23	23,19	31,28	29,10	35,80	30,25	29,04
24	23,99	36,07	33,79	39,23	31,72	32,43
25	23,06	30,72	28,56	36,00	29,86	29,03
26	38,34	64,96	67,10	54,29	43,09	53,23
27	36,50	44,58	45,32	51,05	67,33	42,41
28	37,74	54,54	55,82	55,19	76,64	49,58
29	31,02	-15,09	-21,79	55,43	33,98	60,59
30	29,43	66,73	70,50	52,43	40,14	48,35

Fuente: Elaboración propia

I.3 Resultados comparativos mediante método Error Porcentual Absoluto

Tabla I.4: Error Porcentual Absoluto para cada modelo por muestra

Simulación	Clayton (%)	Webster (%)	Miller (%)	ITE (%)	HCM (%)	Akc (%)
1	22,08	135,79	148,65	25,15	4,39	19,89
2	19,24	12,71	11,89	3,29	4,45	19,24
3	11,38	12,36	17,91	20,79	4,49	5,94
4	1,68	23,72	29,81	28,67	11,92	16,22
5	16,71	23,91	30,78	14,76	7,20	3,64
6	39,67	4,52	10,98	1,60	10,74	10,79
7	22,36	15,51	21,91	20,94	4,78	7,65
8	8,46	10,40	4,72	2,58	1,39	8,45
9	2,48	1,81	3,01	4,83	1,68	2,49
10	20,10	16,87	12,34	2,52	8,48	20,10
11	23,30	21,04	16,66	7,69	12,88	23,31
12	1,90	4,17	1,96	3,33	0,76	1,90
13	32,29	32,26	30,24	17,13	20,86	32,29
14	11,82	12,15	9,42	1,11	5,85	11,83
15	18,95	19,52	16,89	2,87	6,97	18,96
16	12,95	12,55	10,12	7,17	2,04	12,95
17	20,08	19,44	17,12	2,30	7,00	20,07
18	14,96	16,56	13,31	2,63	6,32	14,97
19	8,54	9,52	6,40	1,17	3,38	8,55
20	38,27	38,07	42,22	31,28	23,80	38,25
21	18,00	6,83	0,72	16,73	1,25	0,05
22	26,32	11,26	17,11	5,92	7,61	15,48
23	30,02	5,61	12,19	8,01	8,72	12,38
24	30,70	4,19	2,40	13,32	8,39	6,34
25	27,39	3,27	10,08	13,34	5,97	8,59
26	13,61	46,37	51,19	22,32	2,91	19,94
27	58,67	49,52	48,69	42,20	23,76	51,99
28	54,62	34,42	32,88	33,63	7,84	40,38
29	1,27	149,27	171,14	80,95	10,93	97,80
30	28,79	61,46	70,58	26,85	2,88	16,97
Promedio	21,22	27,17	29,11	15,50	7,66	18,91

Fuente: Elaboración propia

I.4 Estimaciones para modelos con modificaciones

Tabla I.5: Estimaciones para la demora (s) para modelos modificados

Intervalo	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	44,43	34,16	32,97	33,68
2	30,33	28,86	23,50	25,54
3	56,63	50,13	45,66	47,31
4	54,30	48,35	45,42	45,54
5	54,30	48,35	45,42	45,54
6	94,65	54,61	50,33	52,96
7	65,85	52,95	48,81	50,64
8	42,93	41,82	37,66	38,99
9	38,38	37,41	36,74	35,25
10	48,61	46,70	39,51	42,30
11	47,71	46,03	39,27	41,92
12	40,35	39,27	37,62	36,52
13	27,22	26,42	21,83	24,36
14	24,78	23,98	21,63	21,98
15	26,35	25,59	21,55	23,66
16	27,39	26,55	21,84	24,41
17	28,18	27,34	22,69	25,12
18	24,83	24,12	21,21	22,41
19	24,24	23,47	21,42	21,58
20	21,09	20,30	21,68	18,28
21	32,32	27,88	24,94	26,41
22	31,38	27,99	23,44	26,24
23	35,61	30,60	25,52	29,24
24	39,02	32,00	26,95	30,79
25	35,79	30,27	25,40	28,75
26	54,03	43,45	43,92	42,22
27	73,31	45,76	39,44	43,09
28	86,01	46,08	42,53	44,30
29	55,87	35,13	38,62	35,80
30	53,66	40,58	36,63	39,19

Fuente: Elaboración propia

I.5 Resultados Error Porcentual Absoluto modelos con modificaciones

Tabla I.6: Error Porcentual Absoluto para modelos modificados

Intervalo	Modelo 1 (%)	Modelo 2 (%)	Modelo 3 (%)	Modelo 4 (%)
1	0,25	0,04	0,07	0,05
2	0,04	0,01	0,19	0,12
3	0,20	0,06	0,03	0,00
4	0,28	0,14	0,07	0,07
5	0,06	0,05	0,11	0,11
6	0,33	0,23	0,29	0,26
7	0,20	0,03	0,11	0,08
8	0,04	0,02	0,08	0,05
9	0,07	0,04	0,02	0,02
10	0,02	0,06	0,20	0,14
11	0,07	0,10	0,23	0,18
12	0,05	0,02	0,02	0,05
13	0,16	0,18	0,32	0,24
14	0,01	0,02	0,12	0,10
15	0,01	0,04	0,19	0,11
16	0,09	0,06	0,13	0,03
17	0,01	0,04	0,20	0,12
18	0,00	0,03	0,15	0,10
19	0,04	0,00	0,09	0,08
20	0,34	0,29	0,38	0,17
21	0,16	0,00	0,10	0,05
22	0,05	0,06	0,21	0,12
23	0,07	0,08	0,23	0,12
24	0,13	0,08	0,22	0,11
25	0,13	0,05	0,20	0,09
26	0,22	0,02	0,01	0,05
27	0,17	0,48	0,55	0,51
28	0,03	0,45	0,49	0,47
29	0,82	0,15	0,26	0,17
30	0,30	0,02	0,11	0,05

Fuente: Elaboración propia