



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

OPTIMIZACIÓN DE LA PROGRAMACIÓN DE SEMÁFOROS BASADA EN LAS
TASAS DE OCUPACIÓN DE BUSES Y AUTOMÓVILES

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA
INGENIERÍA, MENCIÓN TRANSPORTE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JORGE MANUEL ÓRDENES ODI

PROFESOR GUÍA:
ALEJANDRO TIRACHINI HERNÁNDEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CRISTIÁN CORTÉS CARRILLO
JAIME GIBSON ALDUNATE
JUAN HERRERA MALDONADO

SANTIAGO DE CHILE

2017

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL Y AL GRADO DE
MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
MENCION TRANSPORTE
POR: JORGE MANUEL ÓRDENES ODI
FECHA: 2017
PROF. GUÍA: ALEJANDRO TIRACHINI HERNÁNDEZ

OPTIMIZACIÓN DE LA PROGRAMACIÓN DE SEMÁFOROS BASADA EN LAS TASAS DE OCUPACIÓN DE BUSES Y AUTOMÓVILES

En esta tesis se plantean modelos que estiman cambios en la programación óptima de semáforos si se modifican los criterios de equivalencia entre buses y automóviles a través del uso de las tasas de ocupación. Los objetivos son: analizar el efecto del uso de las tasas de ocupación en las componentes de la programación de semáforos, analizar los distintos supuestos que existen para utilizar herramientas computacionales de modelación de tránsito (Transyt 15 y Aimsun) y analizar los ahorros en demoras que sufren las personas del sistema al optimizar redes considerando las tasas de ocupación de los vehículos.

La primera parte de la tesis se enfoca en la optimización de la programación de semáforos en una intersección aislada. El análisis del tiempo de ciclo óptimo para una intersección aislada es fundamental para entender la programación de semáforos de redes más complejas, dado que posee dos elementos fundamentales de la programación (tiempo de ciclo y tiempos de verde). Se estimó un modelo de tiempo de ciclo y tiempos de verde óptimos considerando las tasas de ocupación de los vehículos y se utilizó el modelo en un caso de estudio. Se logró replicar el modelo de tiempo de ciclo óptimo de Akcelik, lo cual validó la metodología utilizada, para continuar con la estimación de un modelo de demoras de personas. Se encontraron ahorros al utilizar el enfoque de demoras de personas del 5,5 % para una intersección aislada, lo cual se encuentra en el orden de los resultados reportados por Ma et al. (2014).

En la segunda parte del trabajo, se midió un histograma de salida de buses en una intersección de Santiago y se comparó con los obtenidos a partir de Transyt y Aimsun. Aimsun entrega un MAPE de 33,7 %; el Modelo de Dispersión de Pelotones (PDM) entrega un MAPE de 29,4 % y el Modelo de Transmisión de Celdas (CTM) de un 63,4 %, por lo que el modelo PDM de Transyt fue el más cercano a la observación real de intervalos de llegada de buses en el ejemplo estudiado.

Finalmente, en la tercera parte del trabajo, el análisis se extiende a redes de semáforos (agregando el desfase como variable de optimización). Se realizaron dos escenarios de optimización: demoras de vehículos y demoras de personas (considerando tasas de ocupación). Al comparar los beneficios del enfoque de personas versus el de vehículos, se encontró un ahorro del 3,4 % en términos de demoras, lo que se encuentra cercano a los resultados reportados por Christofa et al. (2015) para una red de semáforos optimizada en tiempo real.

Se concluye que se obtienen beneficios al minimizar las demoras de personas para intersecciones aisladas y redes más complejas para programación de semáforos pre-fijada, en un orden inferior al 10 % en los casos analizados. El beneficio principal es para los usuarios de transporte público.

*A mis padres, hermano y hermana
Especialmente a Coquis*

Agradecimientos

Una etapa más terminada. Fue un proceso largo de 6 años en el pregrado y 2 en el magíster, con todo tipo de experiencias y emociones, pero que finalmente se logró. Muchas personas estuvieron conmigo durante este camino:

Agradezco a mi profesor guía, Alejandro Tirachini, quién me acompañó y enseñó diferentes cosas durante estos últimos dos años. Le doy las gracias por haber sido el gran gestor de mi viaje a Suiza, por haberme ayudado a continuar mi desarrollo personal y por poner su confianza en mí.

Agradezco a mi familia, los verdaderos pilares de este trabajo. Coquis, mi mamá, que siempre me apoyó en este proceso y en la vida; Felipe, mi hermano, que me ayudó a relajarme en esta etapa final con conversaciones muy sabias; Alejandro, mi papá, que siempre me dio su apoyo; Magali, mi hermana, que fue un ejemplo para mí por su incontable cantidad de títulos académicos; Jacinta, mi sobrina, que siempre me entrega su cariño, y Claudio, mi cuñado, que me hace ver que un PhD también puede ser una persona extravagante. Especialmente doy las gracias a mi mamá y papá, que gracias a ellos he llegado donde estoy.

También, agradezco a mis amigos que formé en la universidad, que pasaron a ser parte de mi familia: el Quinteto dinámico – Vixo, Gary, Ñancu y Seba – quienes hicieron que mis inicios en la universidad fueran una diversión constante, siempre apoyándome y saliendo a festejar por todo. También a mis amigos Capri y Michel, quienes siempre me han apoyado; mi amigo Bruno, quien compartió toda una vida en el colegio conmigo y agradezco a Martín, mi padrino, por su constante confianza y apoyo hacia mí. Agradezco a mi amigo Lucho que siempre me apoyó y motivó en este proceso del magíster. Hago una mención especial a mi amigo Vixo que siempre me ha apoyado en todo y ha sido un amigo incondicional.

Agradezco a los miembros de la comisión de mi tesis, Profesor Jaime Gibson, Juan Carlos Herrera y Cristián Cortés, por dedicar su tiempo a esta tesis y poner su confianza en mí. A toda la gente de la división de transporte, mis compañeros, los profesores, y a la secretaria de la división (Mónica) que me ayudó mucho en todo este proceso final.

Finalmente, me gustaría dejar un mensaje: en toda esta etapa aprendí que la tesis más que un resultado o un número, es un proceso que se vive.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Metodología	3
1.4. Estructura	3
2. Revisión Bibliográfica	4
2.1. Efecto de la Programación de Semáforos en el Transporte Público	4
2.2. Efecto de las Tasas de Ocupación en la Programación de Semáforos	5
2.3. Modelos de Tiempo de Ciclo Óptimo para una Intersección Aislada	7
2.3.1. Modelo de Webster (1958)	7
2.3.2. Modelo de Akcelik (1981)	10
2.4. Herramientas Computacionales	12
2.4.1. Aimsun 8	13
2.4.2. Transyt 15	14
2.5. Histogramas de Flujo	17
3. Optimización de la Programación de un Semáforo Aislado considerando Tasas de Ocupación	18
3.1. Modelo de Akcelik Modificado de Tiempo de Ciclo	18
3.1.1. Modelo Akcelik Modificado 1: Minimización de Demoras (ponderador de detenciones $k=0$)	18
3.1.2. Modelo Akcelik Modificado 2: Minimización de Demoras y Detenciones de Vehículos ($k=0,2$)	25
3.1.3. Modelo de Akcelik 3: Minimización de Demoras y Detenciones de Vehículos usando K Actualizado por Tipo de Vehículo	29
3.1.4. Limitaciones Modelo de Akcelik	32
3.2. Modelo de Tiempo de Ciclo y Tiempos de Verde Óptimos considerando Tasas de Ocupación	35
3.2.1. Escenarios de Modelación	38
3.2.2. Modelos basados en Tasas de Ocupación de Buses y Automóviles	40
3.3. Resumen, Análisis y Recomendaciones del Modelo	48
3.4. Aplicación del Modelo a un Caso de Estudio	51
4. Comparación Herramientas Computacionales: Histograma de Flujo de Buses	59

4.1.	Descripción de la Red	59
4.2.	Histogramas Situación Actual de la Red	63
4.3.	Histogramas de Red Modelada en Transyt 15	65
4.3.1.	Histogramas de Red Modelada con PDM	67
4.3.2.	Histogramas de Red Modelada con CTM	69
4.4.	Histogramas de Red Modelada en Aimsun 8	71
4.5.	Síntesis y Análisis de Histogramas Obtenidos	74
5.	Programación Óptima de una Red Simple considerando Tasas de Ocupación	81
5.1.	Descripción de la Red	81
5.2.	Escenarios	87
5.3.	Ponderadores de Demoras y Detenciones	88
5.4.	Resultados y Análisis	91
5.4.1.	Escenarios con Transyt 15	91
5.5.	Síntesis final	116
6.	Conclusiones	117
6.1.	Síntesis y Conclusiones	117
6.2.	Líneas Futuras de Investigación	120
	Bibliografía	121
	Anexos	123
A.	Códigos programados en MATLAB	124
A.1.	Código de minimización de demoras vehiculares	124
A.2.	Código de minimización de demoras vehiculares y detenciones	124
A.3.	Código de minimización de demoras de personas y detenciones	124
B.	Comparación modelos de tasas de ocupación	125
B.1.	Aplicación de modelos a datos con un grado de saturación máximo de 0,90	125
B.2.	Aplicación de modelos a datos con un grado de saturación máximo de 0,95 y un factor de carga total máximo de 0,85	127
C.	Parámetros de Modelación de la Red para Histogramas	129
C.1.	Flujos por pista y factores de corrección	130
C.2.	Factores de equivalencia compuestos por pista y ponderados por el flujo	131
D.	Parámetros de Modelación de la Red para Casos de Estudio	132
D.1.	Flujos por pista y factores de corrección	133
D.2.	Factores de equivalencia por pista	135
D.3.	Flujos por pista y factores de corrección sin buses en ejes transversales	136
D.4.	Factores de equivalencia por pista sin flujo de buses en ejes transversales	138

Índice de Tablas

3.1. Valor parámetros C_{det} , C_{ral} y K	29
3.2. Parámetros modelos de tiempo de ciclo óptimo	31
3.3. Valor parámetros C_{det} , C_{ral} y K	35
3.4. Categorías niveles de ocupación de buses	36
3.5. Tasas de Ocupación Buses SECTRA	36
3.6. Valores esperados de las constantes	38
3.7. Valor parámetros ajustados para cada uno de los modelos propuestos	38
3.8. Parámetro para modelo de tiempo de ciclo	40
3.9. Parámetro para modelo de tiempos de verde	41
3.10. Diferencias porcentuales entre máximos y mínimos de cada parámetro	41
3.11. Ajuste para datos de validación	43
3.12. Valor parámetros modelo con tasas de ocupación intermedias	46
3.13. Datos por casos en la intersección	47
3.14. Resultados obtenidos modelos	47
3.15. Parámetros del problema	52
3.16. Flujo de peatones en intersección Beauchef con Blanco Encalada Modificada	52
3.17. Flujo de vehículos caso Blanco Encalada Modificado	53
3.18. Factores de equivalencia compuestos por pista [veq/veh]	53
3.19. Factores de carga Blanco Encalada con Beauchef	53
3.20. Resultados caso Blanco Encalada Modificado por acceso (Capacidades en [veq/h])	54
3.21. Capacidades y grados de saturación por pista caso Blanco Encalada Modificado	54
3.22. Demoras para vehículos y personas caso Blanco Encalada Modificado	54
3.23. Demoras por acceso	55
4.1. Matriz OD Autos	60
4.2. Matriz OD Camiones	60
4.3. Matriz OD Buses	60
4.4. Matriz OD Mini Buses	60
4.5. Tiempos de detención de buses en paradero 1	60
4.6. Tiempos de viaje medidos	61
4.7. Variabilidad de salida de buses	61
4.8. Programación actual	61
4.9. Flujo de saturación básico (ADE/h-pista)	66
4.10. Parámetros de calibración automóviles Aimsun	71
4.11. Parámetros de calibración buses Aimsun	71

5.1. Matriz OD Autos	82
5.2. Matriz OD Camiones	82
5.3. Matriz OD Buses	82
5.4. Matriz OD Mini Buses	82
5.5. Flujos peatonales [peat/h]	83
5.6. Tiempos de detención de buses en paraderos	83
5.7. Tasas de ocupación	83
5.8. Relación tasas de ocupación	83
5.9. Tiempos de viaje medidos	83
5.10. Flujo de saturación básico (ADE/h-pista)	84
5.11. Programación actual	85
5.12. Cálculo de ponderadores globales	89
5.13. Ponderadores en pesos chilenos	89
5.14. Ponderadores en dólares	90
5.15. Programaciones obtenidas con Transyt Caso 1	92
5.16. Razones de verde efetivo obtenidas con Transyt Caso 1	92
5.17. Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 1	93
5.18. Variación demoras medias vehiculares Caso 1	93
5.19. Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 1	93
5.20. Variación demoras de personas Caso 1	93
5.21. Tiempos de Viaje Transyt Caso 1	94
5.22. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 1	94
5.23. Tiempos de Viaje Transyt Caso 1	94
5.24. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 1	95
5.25. Grados de saturación por pista Transyt Caso 1	97
5.26. Programaciones obtenidas con Transyt Caso 2	98
5.27. Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 2	98
5.28. Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 2	99
5.29. Variación demoras medias vehiculares Caso 2	99
5.30. Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 2	99
5.31. Variación demoras de personas Caso 2	99
5.32. Tiempos de Viaje Transyt Caso 2	100
5.33. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 2	100
5.34. Tiempos de Viaje Transyt Caso 2	100
5.35. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 2	100
5.36. Grados de saturación por pista Transyt Caso 2	102
5.37. Programaciones obtenidas con Transyt Caso 3	103
5.38. Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 3	103
5.39. Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 3	104
5.40. Variación demoras medias vehiculares Caso 3	104
5.41. Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 3	104
5.42. Variación demoras de personas Caso 3	104
5.43. Tiempos de Viaje Transyt Caso 3	105
5.44. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 3	105
5.45. Tiempos de Viaje Transyt Caso 3	105
5.46. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 3	105
5.47. Grados de saturación por pista Transyt Caso 3	106

5.48. Programaciones obtenidas con Transyt Caso 4	107
5.49. Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 4	107
5.50. Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 4	108
5.51. Variación demoras medias vehiculares Caso 4	108
5.52. Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 4	108
5.53. Variación demoras de personas Caso 4	108
5.54. Tiempos de Viaje Transyt Caso 4	109
5.55. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 4	109
5.56. Tiempos de Viaje Transyt Caso 4	109
5.57. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 4	109
5.58. Grados de saturación por pista Transyt Caso 4	111
5.59. Programaciones obtenidas con Transyt Caso 5	112
5.60. Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 5	112
5.61. Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 5	113
5.62. Variación demoras medias vehiculares Caso 5	113
5.63. Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 5	113
5.64. Variación demoras de personas Caso 5	113
5.65. Tiempos de Viaje Transyt Caso 5	114
5.66. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 5	114
5.67. Tiempos de Viaje Transyt Caso 5	114
5.68. Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 5	114
5.69. Grados de saturación por pista Transyt Caso 5	115
B.1. Valor parámetros ajustados para cada uno de los modelos propuestos	125
B.2. Valor parámetros ajustados para cada uno de los modelos propuestos	127
C.1. Flujo por pista y movimiento	130
C.2. Factores de corrección y flujo de saturación	130
C.3. Factores de equivalencia por pista	131
C.4. Factores de equivalencia ponderados por flujo de cada pista [veh/veh]	131
D.1. Flujo por pista y movimiento	133
D.2. Factores corrección y flujo de saturación final	134
D.3. Factores de equivalencia por pista	135
D.4. Flujo por tipo y movimiento	136
D.5. Factores corrección y flujo de saturación	137
D.6. Factores de equivalencia por pista	138

Índice de Ilustraciones

2.1. Herramientas computacionales en los niveles de modelación. Fuente: Elaboración propia	13
3.1. Caso 2 fases	19
3.2. Caso 3 fases	19
3.3. Diseño de fases: (a) Caso 2 Fases, (b) Caso 3 Fases	20
3.4. Distribución de MAPE para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik 1	21
3.5. Distribución de MAPE para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik Modificado 1	22
3.6. Distribución de MAPE dato validación para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik 1	23
3.7. Distribución de MAPE datos de validación para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik Modificado 1	23
3.8. Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik 1	24
3.9. Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik Modificado 1	24
3.10. Distribución MAPE por ciclo Modelo Akcelik 2	25
3.11. Distribución MAPE por ciclo Modelo Akcelik Modificado 2	26
3.12. Distribución MAPE para los datos de validación Modelo Akcelik 2	27
3.13. Distribución MAPE para los datos de validación Modelo Akcelik Modificado 2	27
3.14. Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik 2 para datos de validación	28
3.15. Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik Modificado 2 para datos de validación	28
3.16. Distribución MAPE por ciclo Modelo Akcelik 3	30
3.17. Distribución MAPE para los datos de validación Modelo Akcelik 3	30
3.18. Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik 3 para datos de validación	31
3.19. Diferencia entre tiempo de ciclo obtenido numéricamente y calculado por el Modelo Akcelik 2	32
3.20. Distribución MAPE por ciclo sin restricción de Y para Modelo Akcelik 2	33
3.21. Distribución MAPE por ciclo con restricción de Y para Modelo Akcelik 2	33
3.22. Distribución MAPE por ciclo sin restricción de Y para Modelo Akcelik Modificado 2	34

3.23. Distribución MAPE por ciclo con restricción de Y para Modelo Akcelik Modificado 2	34
3.24. Distribución MAPE por ciclo para grados de saturación hasta (a) 0,90 (b) 0,95 (c) 1,00 (d) 1,00 e Y hasta 0,85 (e) 0,95 e Y hasta 0,85	39
3.25. Distribución MAPE por tiempo de ciclo: (a) TOC 1,00 pax/veh; (b) TOC 1,25 pax/veh; (c) TOC 1,50 pax/veh; (d) TOC 1,75 pax/veh; (e) TOC 2,00 pax/veh	42
3.26. Distribución MAPE por tiempo de ciclo para datos de validación: (a) TOC 1,00 pax/veh; (b) TOC 1,25 pax/veh; (c) TOC 1,50 pax/veh; (d) TOC 1,75 pax/veh; (e) TOC 2,00 pax/veh	44
3.27. Diferencia entre tiempo de ciclo óptimo obtenido numéricamente con respecto al estimado para los datos de validación: (a) 1,00 pax/veh, (b) 1,25 pax/veh, (c) 1,50 pax/veh, (d) 1,75 pax/veh, (e) 2,00 pax/veh	45
3.28. (a) Regresión Lineal Parámetro c (b) Regresión Lineal Parámetro f	46
3.29. Ejemplo de intersección	47
3.30. Curvas de nivel μ_{TOC}/μ_{Ak} para distintas razones de flujo y tasas de ocupación de buses y automóviles	49
3.31. Intersección Beauchef con Blanco Encalada Modificada	51
3.32. Diseño de Fases Intersección Beauchef con Blanco Encalada Modificada	52
3.33. Caso Viel: (a) Demoras vehiculares Akcelik, (b) Demoras de personas Modelo TOC, (c) Función objetivo Akcelik, (d) Función objetivo Modelo TOC	56
3.34. Caso 2: (a) Razón de verde efectivo accesos 1 y 2 con flujo de buses constante, (b) Razón de verde efectivo acceso 3 con flujo de buses constante, (c) Razón de verde efectivo accesos 1 y 2 con tasas de ocupación constantes, (d) Razón de verde efectivo acceso 3 con tasas de ocupación constantes	57
4.1. Puntos de grabación	60
4.2. Diagrama de desfase	62
4.3. Diseño de fases: (a) Intersección Blanco Encalada con Beauchef, (b) Intersección Blanco Encalada con Club Hípico	62
4.4. Punto de Salida Histograma	63
4.5. Histogramas situación actual: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero, (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero	64
4.6. Red Modelada en Transyt 15	65
4.7. Detalle Paradero Modelado en Transyt 15	66
4.8. Histogramas situación actual en Transyt 15 con PDM: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero, (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero	68
4.9. Histogramas situación actual en Transyt 15 con CTM: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero	69

4.10. Histogramas situación actual en Transyt 15 con CTM: (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero	70
4.11. Red Modelada en Aimsun 8	71
4.12. Histogramas situación actual en Aimsun: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero, (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero	72
4.13. Histogramas Réplicas en Aimsun: (a) Réplica 1, (b) Réplica 2, (c) Réplica 3, (d) Réplica 4	73
4.14. Histogramas Réplicas en Aimsun: (e) Réplica 5, (f) Réplica 6: (g) Réplica 7, (h) Réplica 8 (i) Réplica 9, (j) Réplica 10	74
4.15. Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt PDM	75
4.16. Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt CTM	76
4.17. Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun	76
4.18. Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun (Réplica 1)	77
4.19. Histogramas buses que se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt PDM	77
4.20. Histogramas buses que se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt CTM	78
4.21. Histogramas buses que se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun	78
4.22. Histogramas buses que no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt PDM	79
4.23. Histogramas buses que no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt CTM	79
4.24. Histogramas buses que no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun	80
5.1. Red Blanco Encalada	82
5.2. Red modelada en Transyt 15	85
5.3. Desfase Red Blanco Encalada	86
5.4. Diseño de fases: (a) Intersección Blanco Encalada con Beauchef, (b) Intersección Blanco Encalada con Club Hípico	87
5.5. Movimientos red Blanco Encalada	91
5.6. Distribución de pistas red Blanco Encalada	96
B.1. Distribución MAPE por ciclo datos modelo M1 para grados de saturación hasta (a) 0,90 (b) 0,95 (c) 1,00 (d) 1,00 e Y hasta 0,85 (e) 0,95 e Y hasta 0,85	126
B.2. Distribución MAPE por ciclo datos modelo M5 para grados de saturación hasta (a) 0,90 (b) 0,95 (c) 1,00 (d) 1,00 e Y hasta 0,85 (e) 0,95 e Y hasta 0,85	128
C.1. Distribución pistas red Blanco Encalada	129

D.1. Distribución pistas red Blanco Encalada	132
--	-----

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

“¡Este semáforo está malo! ¿Por qué no tengo verde si nadie pasa? ¿Por qué no se puede cruzar por aquí? ¡Aquí no debería haber semáforo! ¡Estos semáforos no están coordinados!, Los buses de transporte público provocan mucho taco ”. Expresiones como éstas son las que se escuchan día a día en las calles de nuestra ciudad, provocadas por una percepción de una programación deficiente de los semáforos, lo que conlleva a un pensamiento colectivo acerca de una implementación errónea de políticas públicas en el diseño de intersecciones.

El estudio de la programación de semáforos ha generado un gran interés debido a su directa relación con la formación de colas y el aumento o disminución de demoras para vehículos y personas en redes urbanas. Uno de sus puntos principales es la interacción entre la programación de semáforos y los flujos, tanto de transporte público como de transporte privado. En particular, un tema que atrae la atención de muchos investigadores es cómo se puede disminuir los tiempos de viaje del transporte público a través de la programación de semáforos. Esto ha hecho que en la literatura especializada y en la práctica se propongan varios esquemas de prioridad de buses en intersecciones y vías.

Existen distintas maneras de implementar programación de semáforos, ya sea de programas pre-fijados o programas dinámicos. En relación a la programación óptima de semáforos pre-fijados, se tienen tres componentes principales: el tiempo de ciclo del semáforo, que minimiza alguna función objetivo, usualmente compuesta de una suma ponderada de demoras y detenciones de vehículos; los tiempos de verde, que corresponden a cómo se repartirá el tiempo de ciclo en cada una de las fases del semáforo (conjunto de movimientos no conflictivos entre sí que pueden tener derecho de paso simultáneamente) y el desfase, el cual es una variable de coordinación que corresponde a la diferencia entre los inicios de fases similares entre semáforos adyacentes pertenecientes a una misma red. Las primeras dos variables han sido estudiadas por autores como Webster (1958), quien propone como función objetivo la minimización de las demoras de los vehículos y obtiene una ecuación para el tiempo de ciclo a partir de una regresión lineal; Miller (1963), plantea la misma función objetivo de Webster, pero obtiene una ecuación para el tiempo de ciclo analíticamente y Akcelik (1981), propone

una función objetivo más compleja que los autores anteriores, incorporando variables como detenciones y largos de cola. El método planteado por Akcelik, para intersecciones aisladas, solamente es mencionado y explicado en el Manual de Programación de Semáforos que se utiliza en Chile (CONASET, 2012) para tener una noción acerca de la programación de semáforos y extenderlo a redes más complejas. Con respecto a la programación dinámica de semáforos, ésta responde a una implementación tecnológica, como es el uso de detectores, que permitan interactuar a los vehículos de transporte público con el semáforo, para que éstos puedan hacer un mejor uso del espacio vial. La visión que se tiene con estos antecedentes es la de minimizar las demoras generadas por los vehículos, es decir, el sistema es representado a partir de elementos que corresponden a objetos (vehículos motorizados). En esta tesis, se planteará cómo llevar el enfoque de optimización de programación de semáforos pre-fijados a elementos más pequeños, como lo son las personas, generando una disminución total del sistema en términos de demoras de personas.

1.2. Objetivos

En nuestro país se han implementado medidas que favorecen la circulación y funcionamiento del transporte público. Actualmente, el tratamiento que se le da a las demoras de vehículos en intersecciones es calculado a partir de los intervalos mínimos de descarga en cola que poseen los diferentes tipos de vehículos. Dentro de la programación de semáforos, se ha generado la discusión de la equivalencia que poseen los buses con respecto a los automóviles, ya que las tasas de ocupación de ambos son distintas. La diferencia se vuelve importante en sistemas en los cuales el transporte público es usado masivamente. El objetivo general de esta tesis es analizar la programación óptima de semáforos en distintos escenarios de flujo de buses y automóviles bajo diferentes criterios de equivalencia entre éstos, observando los beneficios que se generan en las demoras de las personas. Esto surge a partir de la importancia que existe en que los vehículos de transporte público hagan un mejor uso del espacio vial beneficiando en términos de demoras a los usuarios del transporte masivo dado las tasas de ocupación que poseen.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Analizar los ahorros en demoras que sufren las personas del sistema al optimizar una función objetivo dependiente de éstas en intersecciones aisladas.
- Analizar los distintos supuestos que existen para poder utilizar diferentes herramientas computacionales de modelación de tránsito y distinguir cuál puede acercarse más a una modelación de la realidad, utilizando datos reales medidos en una sección de avenida en Santiago.
- Analizar los ahorros en demoras que sufren las personas del sistema al optimizar redes más complejas considerando las tasas de ocupación de los vehículos.

1.3. Metodología

En la primera parte de la tesis se analiza una intersección aislada utilizando las tasas de ocupación de los vehículos, en la cual se presentará un modelo analítico de programación óptima de semáforos el que considera la carga de cada acceso en términos de personas. Luego, se modelará una red básica para comparar los histogramas de flujo (representación flujo-tiempo) obtenidos en dos programas computacionales (Transyt 15 y Aimsun 8), para analizar las diferencias que se presentan dado sus diferentes niveles de modelación (microscópico y mesoscópico). Finalmente, dada la complejidad del tratamiento de redes con más de un semáforo, se analizará un caso de una red básica conformada por dos intersecciones semaforizadas con el uso una herramienta computacional (Transyt 15), en la cual se estudiará el efecto que tiene la consideración de las tasas de ocupación mencionadas anteriormente, agregando una nueva variable al problema: el desfase. Con esto se plantea llevar la discusión anterior a la operación actual de buses de Santiago, mediante el estudio de la programación óptima de semáforos que considere detenciones de buses en paraderos y las distintas tasas de ocupación de buses y automóviles.

1.4. Estructura

La tesis se divide en seis capítulos. El primero corresponde a la introducción, en el cual se presenta la motivación y objetivos del trabajo. El Capítulo 2 consiste en una revisión bibliográfica respecto a la programación de semáforos, su relación con el transporte público, las tasas de ocupación de los vehículos y las herramientas computacionales de uso actual. El Capítulo 3 corresponde a un modelo analítico que considera tasas de ocupación de buses y automóviles, donde se analiza una intersección aislada y se ve los efectos que las tasas de ocupación tienen en la función objetivo de la programación óptima de semáforos. En el Capítulo 4 se utilizan dos herramientas computacionales, Transyt 15 (optimizador de programación de semáforos) y Aimsun (microsimulador de tráfico), para obtener los histogramas de salida de buses de una red y compararlos con los obtenidos en la realidad. El Capítulo 5 corresponde al análisis de una red básica (dos intersecciones semaforizadas) comparando la minimización de las demoras de los vehículos versus las demoras de las personas utilizando la herramienta que mejor represente la realidad en el Capítulo 4. Finalmente, en el Capítulo 6 se entregan las conclusiones y se proponen líneas futuras de investigación.

Capítulo 2

Revisión Bibliográfica

2.1. Efecto de la Programación de Semáforos en el Transporte Público

Existen múltiples medidas para reducir demoras de los usuarios de la red. Gardner et al. (2009) plantean que las medidas a aplicar pueden separarse en físicas, controladas por semáforo, e integradas. Dentro de las medidas físicas se tienen las que involucran a los arcos, como pistas sólo bus en el mismo sentido de flujo, pistas sólo bus en contra del sentido del flujo y corredores exclusivos de buses. Las medidas controladas por semáforo involucran el uso de semáforos de programación pre-fijada (optimizados y coordinados, pero con el mismo ciclo y fases en todo el periodo) o de semáforos actuados (varían sus ciclos y fases dentro del mismo periodo). Las medidas integradas agregan medidas físicas y de semáforo. Un ejemplo de medida integrada es el “pre-semáforo”, que en su forma más común consiste en un semáforo aguas arriba del semáforo principal, solamente para transporte privado, de forma tal que buses puedan adelantarse al semáforo principal sin tener la misma luz roja de los automóviles.

Wu y Hounsell (1998) plantean que existe una ganancia de beneficio en términos de demoras de buses al implementar un pre-semáforo. También, existen otros autores como Guler y Menendez (2014) que proponen el uso de diferentes medidas para reducir las demoras como los pre-semáforos, pistas sólo bus y tráfico mixto considerando ciertas condiciones de frecuencia y flujo. Otras medidas propuestas son las de Tirachini (2014), que desarrolló un modelo de optimización para determinar el espaciamiento óptimo de los paraderos de transporte público y así no sobrestimar el número de paraderos que se necesita en una red, lo cual se vuelve esencial en la programación de semáforos si se considera que la detención del bus es una variable determinante dentro de la optimización (Gibson et al., 2016). Esto da cuenta de que los buses pueden ser beneficiados a partir de una buena implementación de medidas de prioridad para el transporte público, por lo que, dado que las tasas de ocupación de los buses son mayores que la de los automóviles, esto da cuenta del beneficio que se podría generar en términos de personas con una optimización basada en la minimización de las demoras de los buses.

En vías con alta frecuencia de buses, se complica la aplicación de algunas medidas, como es el adelantamiento de la fase de verde cada vez que aparece un bus. Es por esto que Furth et al. (2010) proponen otras estrategias de control dependiendo de las características de la intersección (capacidad, grado de saturación, demanda, etc): cambiar los planes de coordinación de los semáforos para priorizar los buses, mejorar los desfases y flexibilizar los planes de control de algunos semáforos permitiendo modificar las fases. En una aplicación a Boston, Massachusetts (Furth et al., 2010), se disminuyó las demoras de 90 a 44 segundos por bus en un total de siete intersecciones. En esta red se aplicaron acumulativamente tres medidas: primero prioridad pre-fijada, seguido de extensión del verde y verde temprano, para finalmente terminar con inserciones de nuevas fases y rotación de ellas. Se obtuvo que el 79 % de las mejoras del sistema fueron debido a la implementación de las medidas de prioridad pre-fijada, lo cual destaca la relevancia de generar buenos planes de control de semáforos que favorezcan a los buses, sin comprometer significativamente el rendimiento de la red en su conjunto. Además, se generó una pérdida de beneficio para el transporte privado, el cual se vió más desfavorecido en algunas intersecciones; sin embargo, dado que es una red no optimizada, la demora total del sistema disminuye.

En ciudades de Europa existen sistemas de interacción entre el bus y el semáforo; esto es, semáforos con tiempos pre-fijados son modificados en el momento por la presencia de un bus. Como muestran Hounsell et al. (1997), en Londres se implementó el sistema SPRINT que consiste en la identificación de un bus y la aplicación de medidas como la extensión del verde de una fase o la activación de esta tempranamente. Se reportan ahorros de demoras de buses que van desde los 2 a los 7 segundos por intersección. Además, existen distintos tipos de prioridades para buses, absolutas y parciales. La absoluta da prioridad al bus en la intersección independiente del estado que esté el bus con respecto a su horario, en cambio, la parcial sólo da prioridad a buses que se encuentran con una demora en sus horarios de pasada. Furth y Muller (2000) probaron un caso particular en Eindhoven, Holanda, y concluyeron que la prioridad absoluta generaba desbeneficios a los usuarios de la red en promedio de 40 segundos por vehículo, en cambio, con prioridad parcial prácticamente las demoras de los vehículos de transporte privado de la red se mantenían constantes.

Otro punto importante es considerar las disminuciones en las demoras que puedan ocurrir debido a la coordinación de semáforos. Gibson et al. (2016) estimaron un modelo de tiempos de viaje de buses en el eje Santa Rosa de Santiago, en el cual la existencia de coordinación de semáforos fue significativa en explicar los tiempos de viaje de buses. Además se mostró que las detenciones de buses en paraderos generan una disminución de los beneficios de la coordinación de semáforos.

2.2. Efecto de las Tasas de Ocupación en la Programación de Semáforos

Ma et al. (2014) postulan que un bus debería tener más peso en la programación de semáforos debido a la tasa de ocupación que posee (comparado con el automóvil). Para esto, proponen un modelo de maximización de la capacidad basado en las personas sujeta a

restricciones de asignación de vía, flujo, rendimiento y programación de semáforos para una intersección aislada. A partir de la maximización basada en las personas, se tiene un mayor beneficio en términos de la capacidad de la intersección, el cual es reflejado en la prioridad de los buses, debido a que poseen una mayor ponderación en el problema por la cantidad de personas a bordo. En el ejemplo analizado el flujo buses no supera el 12% del total de automóviles en el acceso más cargado (7% en el menos cargado), con buses en todos los sentidos. Los resultados muestran que el modelo de maximización de la capacidad basado en personas incrementa la capacidad (per/h) en un 44%, relativo al modelo basado en vehículos en el caso de que no existan vías segregadas de transporte público. En el caso del modelo de optimización basado en personas comparado con el de vehículos, el porcentaje de tiempo de verde del tramo con mayor cantidad de buses (105 buses/h) aumenta en un 33%, mientras que el tiempo de verde en el tramo con menor cantidad de buses (50 buses/h) aumenta en un 44%. Los tiempos de verde que se ven disminuidos corresponden a las fases de viraje de la intersección. En el caso de que existan vías exclusivas de buses, el modelo basado en personas es mejor en un 22% comparado con el modelo basado en vehículos. En este caso, el modelo de optimización basado en personas comparado con el de vehículos, el porcentaje de tiempo de verde del tramo con mayor cantidad de buses (105 buses/h) aumenta en un 55%, mientras que el tiempo de verde del tramo con menor cantidad de buses (50 buses/h) disminuye en un 24%. En ambos casos, se ocupó una tasa de ocupación de buses y automóviles de 40 y 3 pax/veh, respectivamente. Cabe destacar que la vía exclusiva corresponde al eje dónde van la mayor cantidad de buses.

Además, en este trabajo comparan las demoras en términos de personas al optimizar con el enfoque de vehículos versus el de personas y obtienen que para el caso sin corredor de transporte público se produce una mejora de un 4,5% al comparar ambos enfoques (beneficioso para el enfoque de personas). En el caso de existir un corredor de transporte público el beneficio generado es de un 6,3%.

Para redes más complejas, Christofa et al. (2015) postulan una optimización de la programación de semáforos en tiempo real (programación dinámica) de un corredor de transporte público arterial proponiendo un modelo que minimice la demora de las personas. Obtienen que las demoras de las personas se reducen eficientemente incluso si es un eje con buses en ambos sentidos de la arteria, basado en la relación entre las tasas de ocupación de automóviles y buses. Encuentran que las velocidades aumentan en aproximadamente un 15% en el modelo de demoras de personas comparado con la optimización basada en Transyt-7F (minimizando demora vehicular), lo cual refleja un beneficio de un 5,1% mejor, en términos de demoras de personas, para el escenario en que se minimizan las demoras de las personas versus el de demoras vehiculares. Cabe destacar que en este trabajo la minimización de las demoras vehiculares se realiza con Transyt 7F y las demoras de personas con un modelo propio de los autores. Es por esto que en el resultado obtenido por ellos se mezclan tanto las diferencias de las funciones objetivos, como las de los enfoques empleados.

2.3. Modelos de Tiempo de Ciclo Óptimo para una Intersección Aislada

El análisis del tiempo de ciclo óptimo para una intersección aislada es fundamental para poder entender la programación de semáforos de redes más complejas. En la literatura se han presentado algunos modelos que resuelven el problema. Estos modelos son los presentados por Webster (1958), Miller (1963) y Akcelik (1981) los cuales optimizan el ciclo a través del tratamiento de vehículos considerando factores de carga. Cabe destacar que Webster (1958) y Akcelik (1981) realizan regresiones lineales, por lo que se dejará fuera del análisis a Miller (1963), ya que realiza solo procedimientos analíticos con aproximaciones.

2.3.1. Modelo de Webster (1958)

En este trabajo se plantea la obtención del tiempo de ciclo óptimo a partir de la minimización de una función objetivo que corresponde a las demoras totales de cada uno de los accesos. La demora total se divide en demora uniforme y demora por cola excedente. Esta última posee un término analítico y uno empírico:

$$d = \underbrace{\frac{c(1-\mu)^2}{2(1-\mu x)}}_{\text{Demora Uniforme}} + \underbrace{\frac{x^2}{2q(1-x)}}_{\text{Término Teórico}} - \underbrace{0,65 \left(\frac{c}{q^2}\right)^{1/3} x^{(2+5\mu)}}_{\text{Término Empírico}} \quad (2.1)$$

Demora por Cola Excedente

con x definido por:

$$x = \frac{q}{\mu s} \quad (2.2)$$

donde,

d : demora promedio por vehículo en un acceso de la intersección (s/veh).

c : tiempo de ciclo (s).

μ : razón de verde efectivo para la fase de dicho acceso.

q : flujo del acceso (veh/h).

s : flujo de saturación (veh/h).

x : grado de saturación.

Para la simplificación del problema, Webster elimina el último término empírico, ya que las curvas de demora con y sin ese término poseen un ajuste similar (diferencias van entre curvas están entre el 5 al 15%), por lo que la ecuación de demora vehicular queda definida por:

$$d = 0,9 \left(\frac{c(1 - \mu)^2}{2(1 - \mu x)} + \frac{x^2}{2q(1 - x)} \right) \quad (2.3)$$

El valor de 0,9 en la ecuación 2.3 corrige la eliminación del término empírico antes mencionado. La función objetivo a minimizar corresponde a la ecuación 2.3 ponderada por el flujo de cada acceso:

$$D = \sum_1^n 0,9 \left(\frac{cy_r s_r (1 - \mu_r)^2}{2(1 - y_r)} + \frac{y_r^2}{2\mu_r(\mu_r - y_r)} \right) \quad (2.4)$$

Donde y corresponde a la razón entre el flujo de vehículos y el flujo de saturación de cada acceso (dado por los movimientos críticos). Webster asume que las razones de verde μ son proporcionales a los factores de carga y de los movimientos críticos. Un movimiento crítico es aquel que, de todos los que tienen derecho de paso en una fase, requiere de más tiempo de verde, debido a la extensión de la cola formada durante el rojo, entonces:

$$\mu_r = \frac{c - L y_r}{c Y} \quad (2.5)$$

En la ecuación 2.5, L corresponde al tiempo total perdido en la intersección (tiempo total durante el cual los movimientos críticos no circulan en la fase en la que tienen derecho de paso) e Y a la sumatoria de los factores de carga de los movimientos críticos por acceso definidos por la razón entre el flujo de vehículos y el flujo de saturación de dicho acceso. Empíricamente Webster demuestra que el tiempo de ciclo óptimo es aproximadamente el doble del tiempo de ciclo mínimo requerido en la intersección (tiempo mínimo para permitir que todo el flujo de vehículos que llega en un ciclo pase por la intersección dentro del mismo ciclo). El tiempo de ciclo mínimo lo define como las pérdidas totales sumadas a los máximos factores de carga (y_r) de cada acceso multiplicados por el tiempo de ciclo:

$$\begin{aligned} c_m &= L + \frac{q_1}{s_1} c_m + \frac{q_2}{s_2} c_m + \dots + \frac{q_n}{s_n} c_m \\ c_m &= L + c_m (y_1 + y_2 + \dots + y_n) \\ &= L + c_m Y \end{aligned} \quad (2.6)$$

Con lo que se obtiene un valor para el tiempo de ciclo mínimo:

$$c_m = \frac{L}{1 - Y} \quad (2.7)$$

Dado que el tiempo de ciclo óptimo corresponde aproximadamente al doble del ciclo mínimo (resultado obtenido por Webster al graficar valores calculados de demoras versus tiempos de ciclo para varias intersecciones), se tiene que:

$$c_o = \frac{2L}{1-Y} \quad (2.8)$$

Se define una variable E (a partir del álgebra del problema) como:

$$E = \frac{(1+Y)^2}{16Y^5n} L \sum_1^n \frac{y_r s_r}{1-y_r} \{4(Y-y_r)^2 - y_r^2(1-Y)^2\} \quad (2.9)$$

Como el tiempo de ciclo óptimo fue calculado como una aproximación, se puede decir que está definido por:

$$c_o = \frac{2L}{1-Y} F \quad (2.10)$$

Donde F es un factor que depende de los flujos, los flujos de saturación y el tiempo perdido en intersecciones. El factor F queda definido por:

$$F = \left\{ 1 + \frac{\sqrt{Y^2 - Y + 1/E} - Y}{2} \right\} \quad (2.11)$$

A partir de las ecuaciones ya mencionadas, Webster realiza ciertos supuestos para simplificar el problema. La metodología que Webster plantea para obtener su ecuación de tiempo de ciclo óptimo genérica es la siguiente:

1. Calcular la constante G definida por:

$$G = \frac{3-Y}{2Y} \quad (2.12)$$

2. Calcular B_r para cada uno de los accesos:

$$B_r = Gy_r(1 - Gy_r) \quad (2.13)$$

3. Calcular E :

$$E = \frac{L}{Y^2nG} \sum_1^n s_r B_r \quad (2.14)$$

4. Calcular Z :

$$Z = \frac{n}{L \sum_1^n s_r B_r} \quad (2.15)$$

5. Calcular F :

$$F = 1 + \frac{\sqrt{Y^2 - Y + Y(3-Y)Z/2} - Y}{2} \quad (2.16)$$

6. Calcular $F_{\text{corregido}}$

$$F_{\text{corregido}} = 1 + \frac{\sqrt{Y^2 - Y/F + Y(3 - Y)Z/2 + [1/F - 1][1 - (1 - Y)(3 - Y)YZ/2]} - Y}{2} \quad (2.17)$$

Luego, Webster supuso diferentes razones entre factores de carga, con distintos valores de flujo de saturación y distintos valores de pérdidas totales en intersecciones. A partir de esto realizó una regresión lineal y obtuvo la siguiente fórmula:

$$c_o = \frac{1,5L + 5}{1 - Y} \quad (2.18)$$

Cabe destacar que tanto el cálculo de las constantes y la regresión se realizaron generando gráficos de datos y obteniendo de ahí los resultados (no hubo uso de computadores); y la cantidad de datos utilizados fueron aproximadamente 10.

2.3.2. Modelo de Akcelik (1981)

Akcelik decidió agregar una modificación al planteamiento de Webster, modificando la función objetivo integrando, además de las demoras totales vehiculares, la minimización de otras variables, tales como, consumo de combustible por detenciones, costos totales y largos de cola. Para el modelo de tiempos de verde, Akcelik ocupa la ecuación 2.5 de Webster basada en el principio de equisaturación. En el caso de Akcelik aparece una diferencia importante con respecto a Webster, la cual es el uso de largos de cola dependiente del tiempo, a diferencia de Webster que las utiliza en estado estacionario.

La función de demoras totales es modificada en lo que corresponde a demoras por efectos aleatorios y sobresaturación. Él plantea una nueva formulación dependiendo de la saturación del movimiento analizado. Primero define el largo de cola excedente:

$$N_i^e = \begin{cases} \frac{Q_i T}{4} \left[x_i - 1 + \sqrt{(x_i - 1)^2 + \frac{8k(x_i - x_0)}{Q_i T}} \right] & \text{si } x_i \geq x_0 \\ 0 & \text{si } x_i < x_0 \end{cases} \quad (2.19)$$

donde,

T : duración periodo de análisis (horas).

x_i : grado de saturación.

k : constante definida por Akcelik con un valor de 3/2.

x_0 : parámetro definido por Akcelik para definir sobresaturación.

Q_i : capacidad del acceso (veh/h).

Por lo que la demora media por efectos aleatorios y sobresaturación (producida por la cola excedente) queda definida por:

$$d_i^e = \frac{N_i^e}{Q_i} \quad (2.20)$$

El parámetro x_0 está definido de la siguiente manera:

$$x_0 = 0,67 + \frac{s_i v_{ei}}{600} \quad (2.21)$$

donde,

s : flujo de saturación (veh/s).

v_{ei} : verde efectivo (segundos).

Por otro lado el grado de saturación queda definido por:

$$x_i = \frac{q_i}{Q_i} \quad (2.22)$$

donde,

q_i : flujo en el acceso (veh/h).

Y finalmente la capacidad del acceso queda definida por:

$$Q_i = \mu_i s_i \quad (2.23)$$

donde,

μ_i : razón de verde efectivo para la fase de dicho acceso.

La demora uniforme, al igual que Webster, queda definida por el primer término de la ecuación 2.1. Dentro de la función objetivo a minimizar, Akcelik incorpora las detenciones de los vehículos. El número medio de detenciones está definido por:

$$h = 0,9 \left(\frac{1 - \mu}{1 - y} + \frac{N_i^e}{q_i c} \right) \quad (2.24)$$

El ponderador 0,9 corresponde a un factor para ajustar las paradas parciales que tienen algunos vehículos. Es por eso que Akcelik se plantea una función objetivo de la siguiente forma:

$$P = D + KH \quad (2.25)$$

En la cual D corresponde a la tasa media de demora (ponderada por el flujo) y H a la tasa media de detenciones (ponderadas por el flujo). El factor K se ocupa como una penalización por detención (segundos/detención) para introducir consumo de combustible por detención. Para consumo de combustible los valores típicos de K usados por Akcelik van entre los 20 a 60 s/det, pero para minimización de costos (demoras más detenciones) los valores van entre los 10 a 30 s/det.

Akcelik calibró una ecuación a partir de una regresión lineal (no especifica el procedimiento) y obtuvo un resultado en forma funcional similar al de Webster, pero con distintos valores de las constantes:

$$c_o = \frac{(1,4 + k)L + 6}{1 - Y} \quad (2.26)$$

donde,

c_o : tiempo de ciclo óptimo aproximado (segundos).

L : tiempo perdido de los movimientos críticos en la intersección (segundos).

Y : sumatoria de los factores de carga críticos de la intersección.

k : Parámetro de penalización por detención definido como $K/100$.

Los valores propuestos por Akcelik para las penalizaciones son los siguientes:

$$k = \begin{cases} 0 & \text{para minimizar demoras} \\ 0,2 & \text{para minimizar costo de demoras y combustible} \\ 0,4 & \text{para minimizar consumo de combustible} \\ -0,3 & \text{para minimizar longitud de colas en movimientos críticos} \end{cases}$$

2.4. Herramientas Computacionales

En los modelos de transporte (modelos de simulación de tráfico, modelos de actividades, modelos de equilibrio, etc) existen tres niveles de modelación para representar los distintos elementos de la red de transporte y los movimientos de los usuarios, que se diferencian en el nivel de detalle en la representación de los distintos elementos y la escala a modelar, generando un *trade-off* entre nivel de detalle y escala. El primer nivel corresponde al macroscópico, el que modela elementos a gran escala con un nivel de detalle bajo para la toma de decisiones de planificación a nivel regional. El segundo nivel es el mesoscópico, en que se modela con mayor detalle que el anterior para la toma de decisiones a nivel local. El tercer nivel es el microscópico que modela con gran detalle pistas, intersecciones, vehículos y usuarios para tomar decisiones de planificación y diseño operacional. Cabe destacar que los modelos microscópicos podrían llegar a modelar una ciudad, sin embargo, es muy costoso en términos de tiempos de modelación.

Existen diversos programas computacionales que ayudan al análisis de todos los puntos

mencionados anteriormente. Algunos ejemplos de éstos son Aimsun, Paramics, Matsim, Vissim y Sumo a nivel microscópico; Dynamit, Transims, Transyt, Sidra, Saturn y Dynasmart a nivel mesoscópico; y Etraus, Cube y EMME a nivel macroscópico. En la Figura 2.1 se muestran las herramientas computacionales en los distintos niveles de modelación:

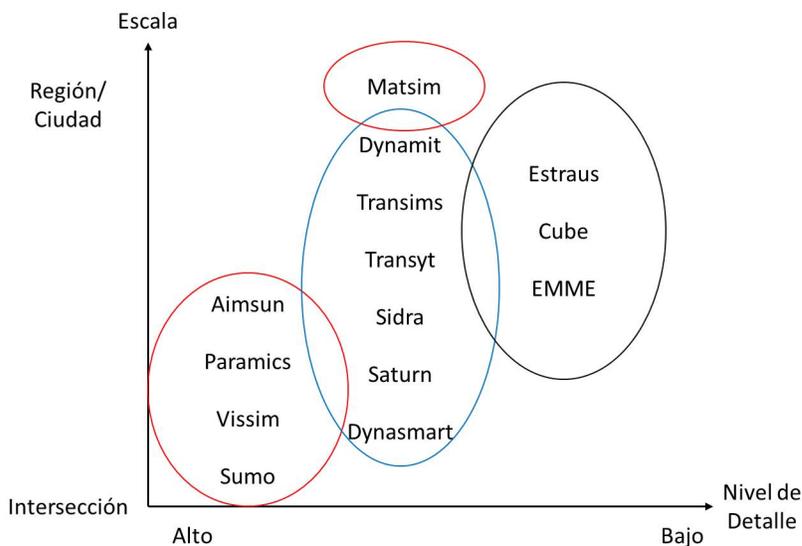


Figura 2.1: Herramientas computacionales en los niveles de modelación. Fuente: Elaboración propia

Hoy en día los avances en capacidad computacional permiten tener modelos integrados de distinta escala, es decir, puede haber una interacción entre los distintos niveles de modelación. Por ejemplo, existen modelos microscópicos de gran escala (como Mtsim basado en agentes), modelos de integración microscópicas y mesoscópicas en un modelo híbrido (como Aimsun), etc. Para esta tesis se escogerá el modelo de simulación microscópica de tráfico Aimsun 8 y el modelo mesoscópico de programación de redes de intersecciones semáforizadas, Transyt 15.

2.4.1. Aimsun 8

Aimsun trabaja a partir de dos modelos: modelo de seguimiento vehicular y modelo de cambio de pista. El primero se basa en Gipps (1981), el cual tiene dos componentes, una componente en la cual el vehículo busca su velocidad máxima deseada sin ninguna restricción aguas abajo (no sigue a otro vehículo) y otra componente en que el vehículo sigue a otro que va delante de él. Esto está definido a partir de la velocidad que los vehículos pueden alcanzar (V), para un vehículo n durante un intervalo $(t, t + T)$ se define de la siguiente forma:

$$V(n, t + T) = \text{Min}[V_a(n, t + T), V_b(n, t + T)] \quad (2.27)$$

Donde V_a corresponde a la máxima velocidad que el vehículo puede alcanzar, dependiente de las condiciones de conducción y preferencias del conductor. Se define de la siguiente forma:

$$V_a(n, t + T) = V(n, t) + 2,5a(n)T \left(1 - \frac{V(n, t)}{V^*(n)}\right) \sqrt{0,025 + \frac{V(n, t)}{V^*(n)}} \quad (2.28)$$

$V(n, t)$ es la velocidad del vehículo n en el tiempo t .

$V^*(n)$ es la velocidad deseada del vehículo n en la posición actual.

$a(n)$ es la máxima aceleración del vehículo n .

T es el tiempo de reacción.

Y V_b corresponde a la máxima velocidad que el vehículo alcanza, dado que existe un vehículo que lo antecede. Se define de la siguiente forma:

$$V_b(n, t+T) = d_n T + \sqrt{d_n^2 T^2 - d_n \left[2(x(n-1, t) - s(n-1) - x(n, t)) - V(n, t)T - \frac{V(n-1, t)^2}{d'_{n-1}} \right]} \quad (2.29)$$

$d_n (< 0)$ es la máxima desaceleración deseada por el vehículo n .

$x(n, t)$ es la posición del vehículo n en el tiempo t .

$x(n-1, t)$ es la posición del vehículo que va adelante ($n-1$) en el tiempo t .

$s(n-1)$ es el largo efectivo del vehículo ($n-1$).

$d'(n-1)$ es la estimación de la desaceleración deseada por el vehículo ($n-1$).

Además, dado que es un modelo de seguimiento vehicular, debe existir un líder, el cual define su velocidad a partir del mínimo entre máxima velocidad deseada (dependiente de la aceptación de la velocidad máxima) y la máxima velocidad permitida. El modelo de cambio de pista se basa en Gipps (1986) y se modela como un proceso de evaluación de beneficios y factibilidad. Estos beneficios se estudian a partir de los largos de cola y velocidad entre pistas en cada uno de los pasos de simulación (tiempo de reacción).

2.4.2. Transyt 15

Transyt trabaja con dos tipos de modelos, el modelo de optimización, que consiste en un procedimiento que permite obtener tiempos de verde y desfases óptimos a partir de un tiempo de ciclo dado, que es obtenido con una rutina en la que el usuario fija condiciones, tales como la estructura de nodos en ciclo simple o doble y las fases en cada uno de ellos. Por otro lado se tiene el modelo mesoscópico de tráfico, que representa las salidas de los vehículos en cada arco de la red. La función objetivo de Transyt busca minimizar una suma ponderada de demoras y detenciones, y se representa de la siguiente manera (Binning, 2015):

$$PI = \sum_i^n \left(w_i W d_i + \frac{K}{100} k_i s_i \right) \quad (2.30)$$

W es el costo promedio de la demora.

w_i es el ponderador de la demora en el arco i (\$/veq-h).

d_i es la tasa de demora en el arco i (segundos).

K es el costo promedio de 100 detenciones (\$/det).

k_i es el ponderador de detenciones en el arco i .

s_i es el número de detenciones en el arco i .

El modelo de optimización permite trabajar con dos tipos de algoritmos: Hill Climbing (HC) y Simulated Annealing (SA). El primero de ellos corresponde a una heurística matemática de búsqueda local. El segundo es una heurística para problemas de optimización global. Dado que el algoritmo Simulated Annealing es un buscador de óptimos globales, permitirá tener una mejor solución para el problema, sin embargo, Maher (2011) postula que la función PI tiene múltiples mínimos locales, por lo cual encontrar el óptimo global es muy complejo, y depende fuertemente del punto inicial de la optimización.

Con respecto a los modelos de tráfico, Transyt 15 tiene disponible dos modelos con diferentes funciones: Modelo de Dispersión de Pelotones (PDM por su nombre en inglés, Platoon Dispersion Model) ocupado para modelación de tráfico en arcos largos y el Modelo de Transmisión de Celdas (CTM por su nombre en inglés, Cell Transmission Model) puede ser ocupado para la modelación de arcos cortos y/o congestionados. El modelo de tráfico PDM (Robertson, 1969) se basa en que el comportamiento de los flujos al salir de las intersecciones lo hacen en forma de pelotones que se van dispersando a medida que avanzan. Para determinar el flujo en cada intervalo, Transyt ocupa la siguiente fórmula recursiva que predice histogramas de pasadas por una sección de una vía a partir del histograma, conocido, en otra sección aguas arriba:

$$q_2(i + T) = F \cdot q_1(i) + (1 - F) \cdot q_2(i + T - 1) \quad (2.31)$$

$q_1(i)$: flujo (conocido) en la sección 1, en el intervalo i

$q_2(i)$: flujo (predicho) en la sección 2, en el intervalo i

donde T representa el desplazamiento temporal (en intervalos) y F el factor de dispersión, se definen de la siguiente manera:

$$T = [\beta\bar{t} + 0,5] \quad (2.32)$$

$$F_{autos} = (1 + K\beta\bar{t})^{-1} \quad (2.33)$$

$$F_{buses} = (1 + (1 - \gamma)b + (1 - \sigma)\bar{t})^{-1} \quad (2.34)$$

\bar{t} : tiempo de viaje de los vehículos entre las secciones 1 y 2, medido en intervalos.

b : tiempo medio de parada.

[]: función “mayor entero contenido en”.

Cabe destacar que al ser un modelo mesoscópico de tráfico, el paradero no tiene una ubicación física dentro del arco, pero si existe una zona de influencia del paradero a través de los procesos de aceleración y frenado. Esto tiene efectos en la estimación del tiempo de recorrido del arco en función de su longitud, lo que incide en el cálculo del factor de dispersión (esto ocurre si la longitud del arco es menor a la de la zona de influencia). Gibson y Aguirre (1984) encuentran que este factor de dispersión es inconsistente y no modela de buena manera la dispersión de buses, por lo que requiere una muy fina calibración de parámetros para poder lograr una buena modelación. Este problema está en la ecuación recursiva que posee una cota superior al tiempo de viaje, que produce un error en la reproducción del tiempo medio de viaje que es casi exactamente compensado si se usa para el factor de dispersión una fórmula aproximada distinta a la de Robertson (1969).

El principal problema del modelo PDM es que las colas de vehículos son puntuales o “verticales”, es decir, no hay una extensión espacial, por lo que desprecia todos los efectos de bloqueos y por lo tanto puede ser poco realista especialmente en arcos cortos bajo condiciones de congestión. Por otro lado, CTM, propuesto por Daganzo (1994) y Daganzo (1995), sí considera largos de cola y bloqueos, pero no asume dispersión en forma de pelotones. El modelo CTM discretiza cada arco en bloques; el tráfico se mueve entre los bloques de acuerdo a funciones flujo demora, haciendo un equilibrio entre el bloque anterior y el siguiente. Tanto detenciones, colas y demoras se calculan de la misma manera que en modelo PDM, sin embargo el grado de saturación se calcula basado en la disponibilidad de verde que existe considerando los bloqueos aguas arriba de la intersección. Maher (2011), tomando una red de prueba que Transyt proporciona por defecto, encuentra que el uso de CTM puede mejorar hasta en un 20 % la solución óptima del problema, y la principal causa, es que PDM al no modelar efectos de bloqueo genera una pérdida de beneficio de hasta un 40 % en coordinación de semáforos. El modelo CTM se basa en una recursión que va actualizando la cantidad de vehículos en cada celda en el tiempo, definido por:

$$n_i(t + 1) = n_i(t) + y_i(t) - y_{i+1}(t) \quad (2.35)$$

$n_i(t)$: número de vehículos en la celda i en el tiempo t

$y_i(t)$: número de vehículos que pueden ir de la celda $(i - 1)$ a i cuando se avanza de t a $t + 1$

Además, $y_i(t)$ está definido por:

$$y_i(t) = \min \{n_{i-1}(t), Q_i(t), N_i(t) - n_i(t)\} \quad (2.36)$$

$Q_i(t)$: flujo máximo que puede entrar en la celda i cuando se avanza de t a $t + 1$

$N_i(t)$: número máximo de vehículos que pueden estar en la celda i en el tiempo t

2.5. Histogramas de Flujo

Las herramientas computacionales mencionadas anteriormente resultan ser útiles en el análisis de la manera en que se dispersa el flujo en la presencia de una intersección semaforizada. El comportamiento del flujo no es constante debido a la operación del semáforo, por lo que, en el modelo Transyt, es necesario el uso de los histogramas cíclicos de flujo (HCF), los cuales son una representación detallada del flujo en el tiempo. De acuerdo con Gibson (2001) y Robertson (1969) el objetivo es permitir el cálculo correcto de la componente uniforme de la longitud de cola cuando el flujo varía dentro de un ciclo típico del semáforo. Define tres tipos de histogramas:

- Histograma de llegada: representa el flujo vehicular, en función del tiempo, que llega a una línea de detención durante un ciclo típico del semáforo.
- Histograma de largada: representa el máximo flujo, en función del tiempo, que puede salir de la línea de detención durante un ciclo típico del semáforo (corresponde a una capacidad de la línea de detención).
- Histograma de salida: representa el flujo, en función del tiempo, que efectivamente sale de la línea de detención durante un ciclo típico del semáforo.

Una pregunta de investigación relevante es analizar la capacidad de las herramientas de modelamiento de flujo existentes, en cuanto a predecir de buena manera histogramas de flujo reales. Gantz y Mekemson (1990) comparan los histogramas de salida obtenidos por Transyt-7F y por Traf-Netsim. Obtienen que los histogramas son bastante parecidos entre sí, sin embargo, la ventaja del microsimulador Traf-Netsim es que permite ajustar parámetros que Transyt-7F no permite, como el factor de dispersión de tráfico. A pesar de esto, la comparación resulta entre herramientas computacionales, sin comparar con una situación real, por lo que no se puede concluir acerca de la veracidad de las herramientas. Ratrouy y Rahman (2009) hacen una comparación más teórica entre modelos de tráfico macroscópicos y microscópicos en la cual concluyen que básicamente depende de las condiciones particulares de cada sector el programa computacional que se use.

Capítulo 3

Optimización de la Programación de un Semáforo Aislado considerando Tasas de Ocupación

3.1. Modelo de Akcelik Modificado de Tiempo de Ciclo

En esta sección se realizará un modelo de tiempo de ciclo óptimo con un procedimiento similar al de Akcelik (1981), para compararlo con los resultados obtenidos por él y así poder realizar un modelo que considere las tasas de ocupación de los vehículos. El objetivo de esta sección es estimar nuevamente el procedimiento estándar de Akcelik a partir de la minimización de una función objetivo (planteada por Akcelik) para diferentes escenarios de flujo, para así lograr validar la metodología y plantear un modelo analítico que considere las tasas de ocupación de los vehículos. En primera instancia se resolverá sólo considerando demoras en la función objetivo y luego se agregarán las detenciones de vehículos.

3.1.1. Modelo Akcelik Modificado 1: Minimización de Demoras (ponderador de detenciones $k=0$)

Para la minimización de demoras se planteó una función objetivo dependiente de las demoras totales y ponderadores de flujo. En este caso se ocupará el bus rígido (12 metros) para el análisis del problema por lo que la relación entre el bus y el automóvil se asume dada por el factor de equivalencia entregado por MDS-Sectra (2013) con un valor de 2 veq/veh , donde veq corresponde a un automóvil particular típico dado por un factor de equivalencia, el cual se refiere a la diferencia entre los vehículos debido a su intervalo de descarga en una cola saturada (CONASET, 2012). La función objetivo se presenta a continuación:

$$D = \sum_i q_i (d_i^u + d_i^o) \quad (3.1)$$

En la función objetivo los términos d_i^u y d_i^o corresponden al primer término de la ecuación 2.1 y la ecuación 2.20, respectivamente. Es importante mencionar que uno de los supuestos del modelo es que no hay cola excedente sistemática al inicio del periodo, por lo que es aplicable la ecuación 2.19 propuesta por Akcelik (1981). Cabe destacar que la resolución de la optimización del problema no es posible de forma analítica, por lo que se utilizará el software Matlab v7.12 (Ver Anexo A.1) ocupando el módulo de optimización (algoritmo *sqp*) presentado en esta herramienta computacional. Se puede notar que la función objetivo es variable dependiendo si presenta demora por efectos aleatorios y de sobresaturación o no, es por esto, que se realizarán iteraciones a partir de las soluciones obtenidas para encontrar el óptimo.

Se estudiaron diferentes casos variando los entreverdes en intersecciones por acceso (I), que corresponden a los lapsos seguros entre el fin de una fase y el inicio de otro (Fernández, 2014), y el número de fases. El flujo de automóviles utilizados oscila entre los 300 y los 1600 veh/h y el de buses entre los 0 y 200 buses/h por acceso (para el cálculo de los grados de saturación el flujo debe ser ocupado en vehículos equivalentes). Se consideró un tiempo de modelación de una hora y un $\lambda_1 - \lambda_2$ (pérdida inicial menos ganancia final) de 1,4 segundos (UOCT, 2013). Además, el flujo de saturación utilizado fue de 2000 veh/h-pista y en todo el ejercicio sólo se consideró un viraje para el caso de 3 fases (ver Figura 3.2). Los casos a estudiar son los siguientes:

- 2 fases, 2 pistas en cada acceso e I=3.
- 2 fases, 2 pistas en cada acceso e I=4.
- 2 fases, 2 pistas en cada acceso e I=5.
- 3 fases, 2 pistas en cada acceso e I=3.
- 3 fases, 2 pistas en cada acceso e I=4.
- 3 fases, 2 pistas en cada acceso e I=5.

El valor de L está definido por la sumatoria de los entreverdes de los movimientos críticos y su pérdida inicial y ganancia final. El valor de Y es calculado a partir de la sumatoria de los factores de carga (y) de cada uno de los movimientos críticos. Cabe destacar que hay automóviles y buses en todos los movimientos exceptuando el viraje del caso de tres fases en el cual no se consideraron buses. A continuación se ejemplifica la disposición geométrica de cada uno de los casos:

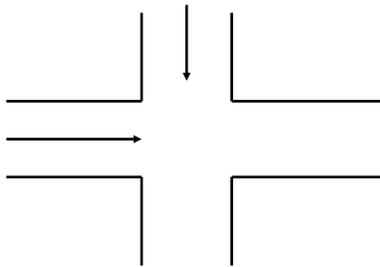


Figura 3.1: Caso 2 fases

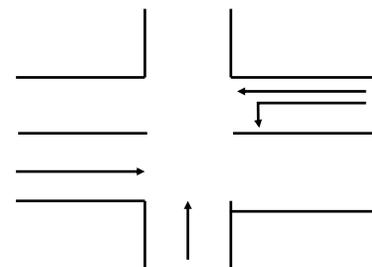
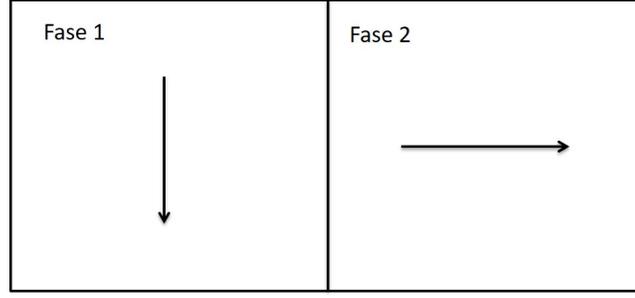
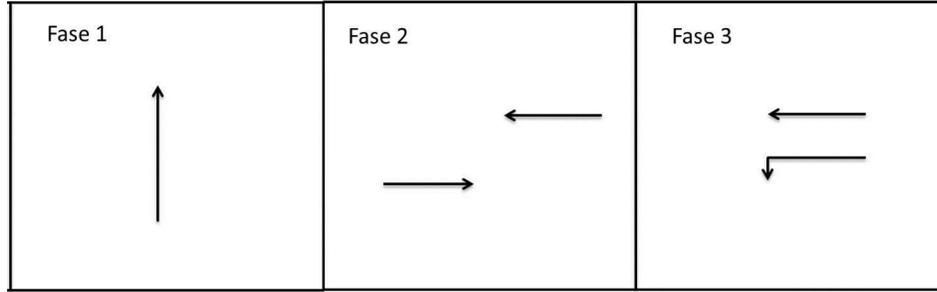


Figura 3.2: Caso 3 fases

En la Figura 3.3 se muestran los diseños de fases vehiculares para cada uno de los casos mencionados anteriormente.



(a)



(b)

Figura 3.3: Diseño de fases: (a) Caso 2 Fases, (b) Caso 3 Fases

En la Figura 3.3 no se muestran los movimientos peatonales, ya que en este análisis no serán considerados. Con estos escenarios se procedió a optimizar con un código realizado en Matlab (Ver Anexo A.1) con el cual se obtuvieron aproximadamente 7.000 valores de tiempo de ciclo óptimo (c_o), cada uno asociado a una pérdida total en la intersección (L) y a la sumatoria de los factores de carga críticos (Y). Además, se observó a partir de los resultados y diferentes experimentos realizados, que el Modelo Akcelik 2 (minimización demoras y detenciones) para factores de carga totales mayores a 0,83; el tiempo de ciclo óptimo obtenido con la ecuación de Akcelik (1981) empieza a sobrestimarse significativamente comparado con el obtenido numéricamente (ver Sección 3.1.4), por lo que se decidió acotar los datos sólo hasta ese valor del factor de carga. A partir de esto, se estimaron los parámetros de la siguiente forma funcional:

$$c_o = \frac{aL + b}{1 - Y} \quad (3.2)$$

Los parámetros de la ecuación 3.2 a estimar son a y b . Esto se realizará mediante la herramienta computacional Solver de Microsoft Excel resolviendo la minimización de la sumatoria de los errores cuadráticos. La ecuación obtenida fue la siguiente:

$$c_o = \frac{1,42L + 4,88}{1 - Y} \quad (3.3)$$

Los parámetros obtenidos serán resumidos en la Tabla 3.2. Se obtuvo un R^2 de 0,995 y un Error Porcentual Absoluto Medio (MAPE por sus siglas en inglés) de 2,07%. La ecuación 3.4 es utilizada para el cálculo del MAPE, donde A_i representa el valor real, E_i es el valor estimado y n el número total de estimaciones.

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_i^n \left| \frac{A_i - E_i}{A_i} \right| \quad (3.4)$$

Al aplicar la fórmula de Akcelik a los mismos datos se obtiene un R^2 de 0,994 y un MAPE de 3,98%. La diferencia obtenida entre ambos modelos es debido a que el Modelo Akcelik Modificado 1 fue ajustado para ese conjunto de datos específico, por lo que entrega mejores resultados que el Modelo Akcelik 1 (minimización sólo demoras). El Modelo Akcelik 1 posee un a y b igual a 1,4 y 6, respectivamente; el parámetro a del Modelo Akcelik Modificado 1 no posee diferencia con respecto al del Modelo Akcelik 1, y el parámetro b es 19% menor que el parámetro del Modelo Akcelik 1. En las Figuras 3.4 y 3.5 se observan las distribuciones MAPE para cada uno de los tiempos de ciclo.

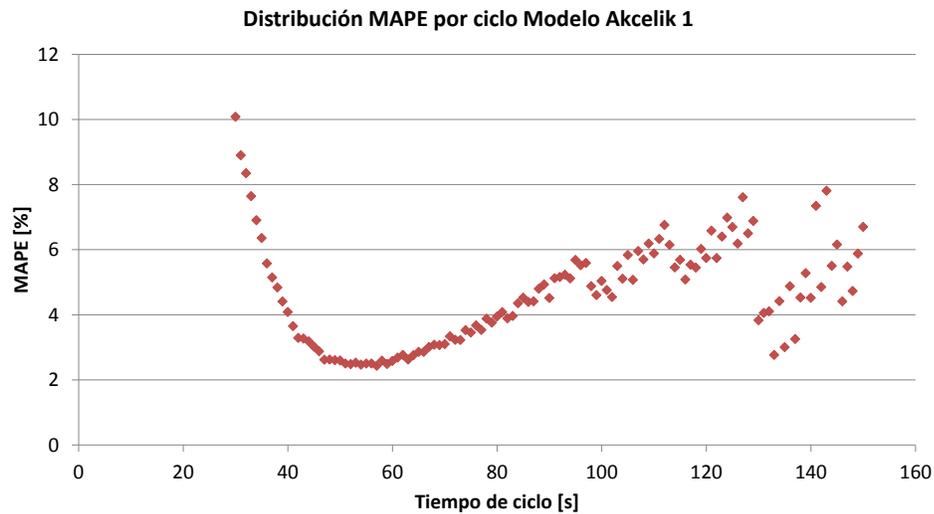


Figura 3.4: Distribución de MAPE para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik 1

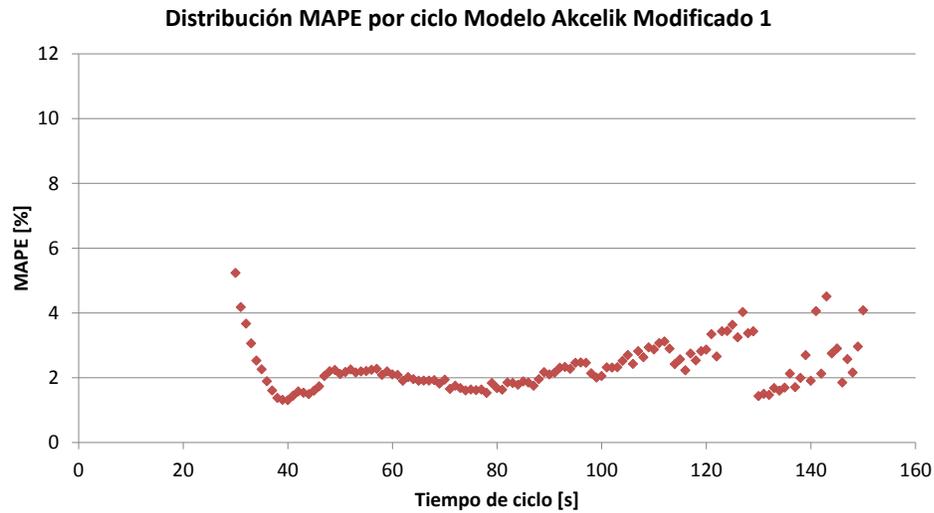


Figura 3.5: Distribución de MAPE para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik Modificado 1

Dado esto se debe realizar una validación del modelo estimado, por lo que se procedió a generar datos aleatorios de flujos para cada uno de los casos planteados. Se generaron aproximadamente 700 datos y se obtuvo para el Modelo Akcelik Modificado 1 un R^2 de 0,993 y un MAPE de 2,71%. Para el Modelo Akcelik 1 aplicado a los mismos datos se obtuvo un R^2 de 0,994 y un MAPE de 3,81%.

En las Figuras 3.6 y 3.7 se muestra la variación del MAPE a lo largo del tiempo de ciclo para los datos de validación, en donde el eje horizontal corresponde al tiempo de ciclo óptimo real, estimado numéricamente; se observa mayor dispersión en el Modelo Akcelik Modificado 1 comparado con el del Modelo Akcelik 1. Ambas figuras siguen el mismo patrón que las Figuras 3.4 y 3.5 para los datos ajustados.

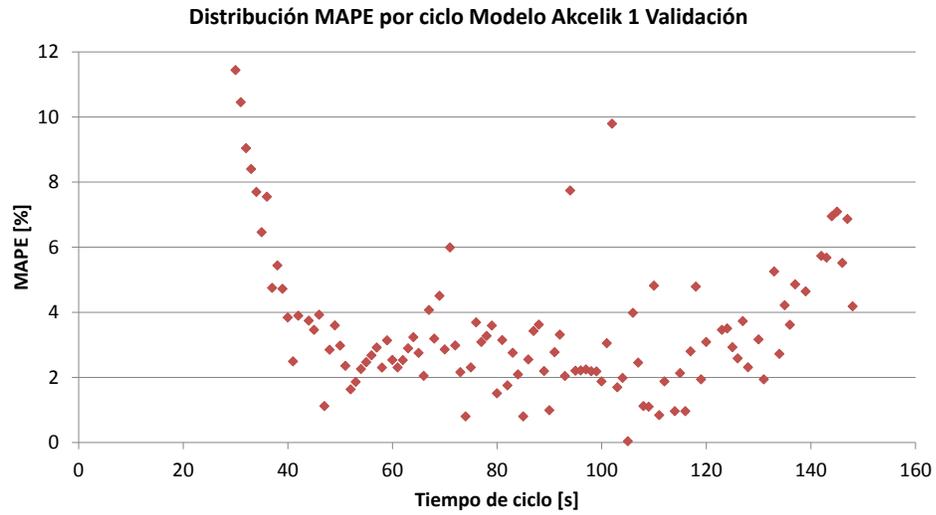


Figura 3.6: Distribución de MAPE dato validación para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik 1

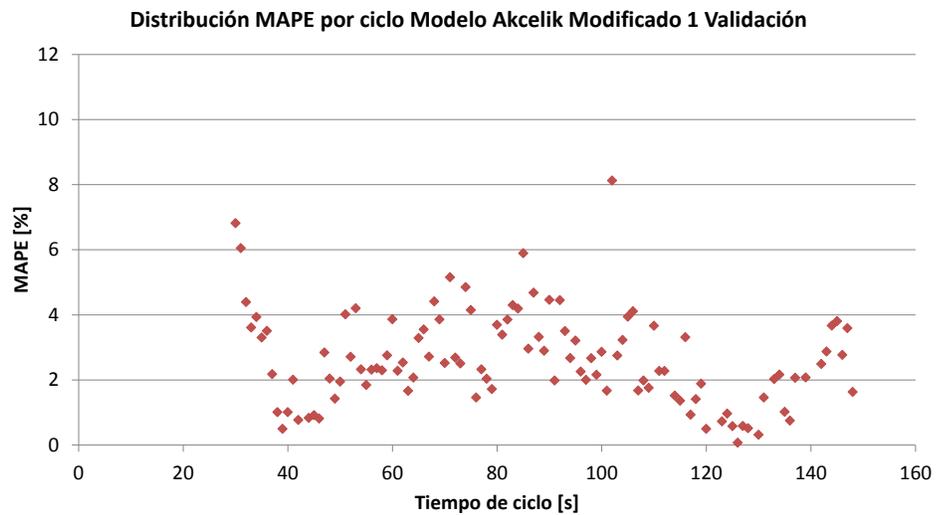


Figura 3.7: Distribución de MAPE datos de validación para distintos niveles de tiempo de ciclo óptimo, Modelo Akcelik Modificado 1

Para analizar el signo del error en cada uno de los tiempos de ciclos, se presentan las Figuras 3.8 y 3.9 que muestran que el Modelo Akcelik 1 sobrestima en el 33 % de los casos (67% subestima), en cambio, el Modelo Akcelik Modificado 1 sobrestima en el 82% de los casos (18 % subestima), manteniéndose ambos modelos dentro del rango de 5 segundos de error en promedio.

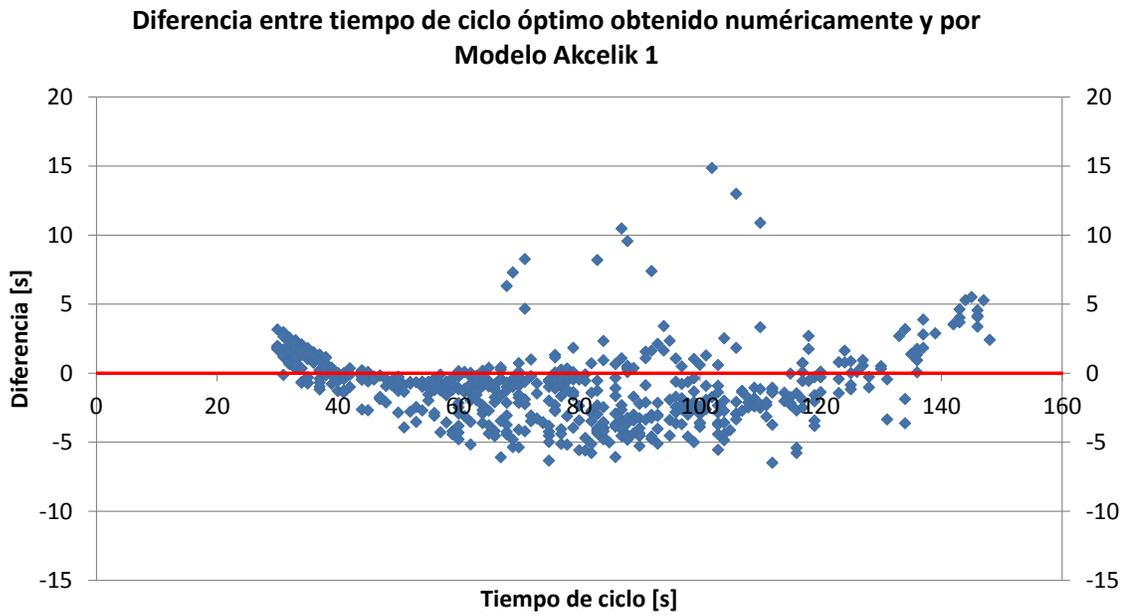


Figura 3.8: Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik 1

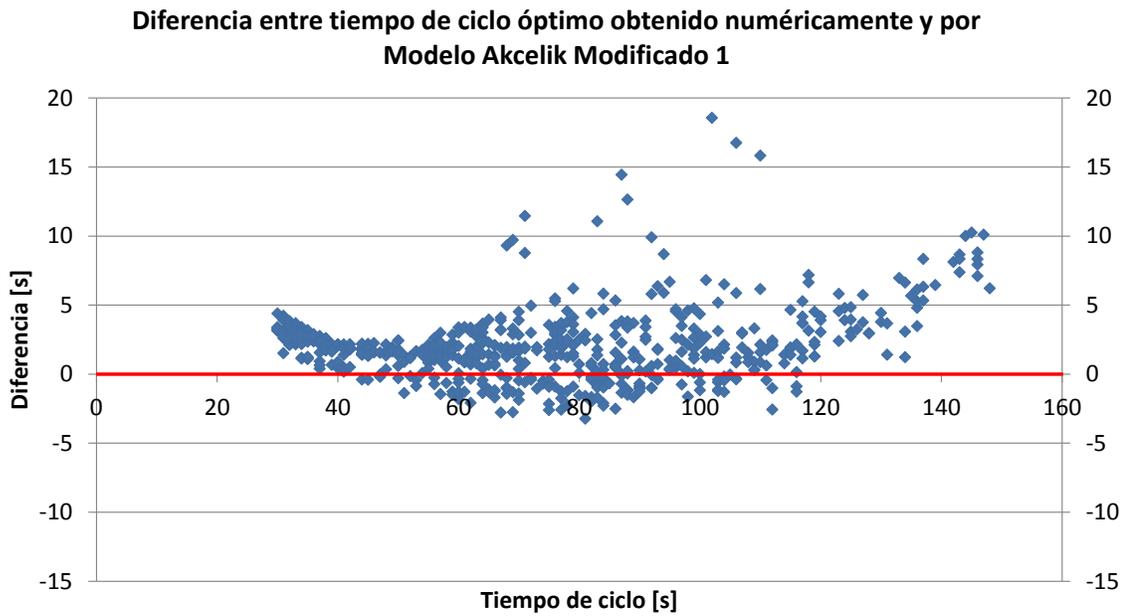


Figura 3.9: Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik Modificado 1

3.1.2. Modelo Akcelik Modificado 2: Minimización de Demoras y Detenciones de Vehículos (k=0,2)

Para considerar detenciones de vehículos, además de demoras, se utilizó la ecuación de índice de rendimiento como suma ponderada de demoras y detenciones, sin despreciar ningún término (en la sección anterior se despreciaba el término de detenciones). Es por esto que para obtener el número de detenciones H de la ecuación anterior, se debe ponderar la ecuación 2.24 por el flujo:

$$H_i = 0,9 \left(q_i \frac{1 - \mu}{1 - y} + \frac{N_i^e}{c} \right) \quad (3.5)$$

Cabe destacar que Akcelik señala que el valor del ponderador K es 20 s/det para la minimización de demoras y detenciones (Akcelik, 1981). En este caso se utilizará un sólo K dado que este modelo no separa el flujo por tipo de vehículo dentro de la función objetivo. Con los mismos escenarios anteriores, se procedió a optimizar con un código realizado en Matlab (Ver Anexo A.2) con el cual se obtuvieron aproximadamente 7.000 valores de tiempo de ciclo óptimo (c_o), cada uno asociado a una pérdida total en la intersección (L) y a la sumatoria de los factores de carga críticos (Y). A partir de esto se estimaron los parámetros a y b mencionados en la sección anterior. Se obtuvo la siguiente ecuación:

$$c_o = \frac{1,43L + 6,54}{1 - Y} \quad (3.6)$$

A continuación se presenta un gráfico que muestra la evolución del MAPE por cada uno de los tiempo de ciclo óptimos obtenidos numéricamente para el modelo de Akcelik en el que minimiza demoras y detenciones de vehículos (Modelo Akcelik 2) y el Modelo Akcelik Modificado 2:

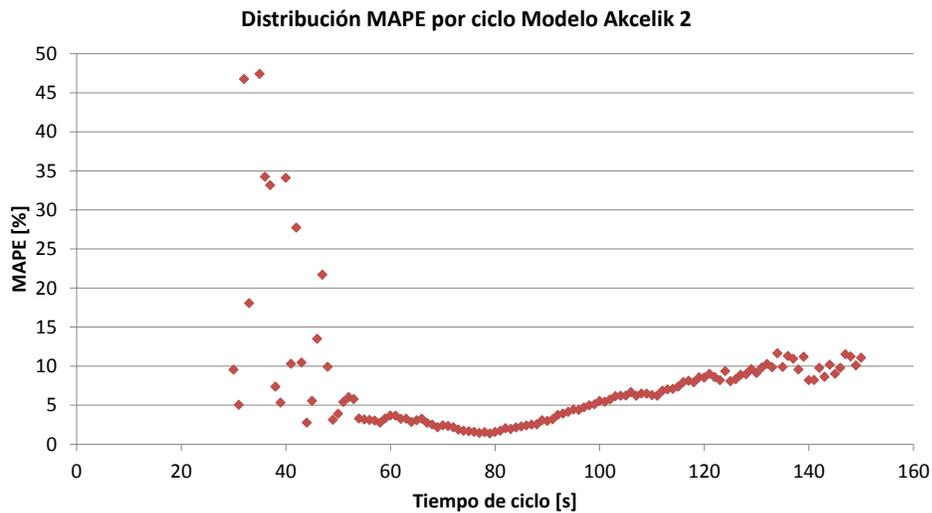


Figura 3.10: Distribución MAPE por ciclo Modelo Akcelik 2

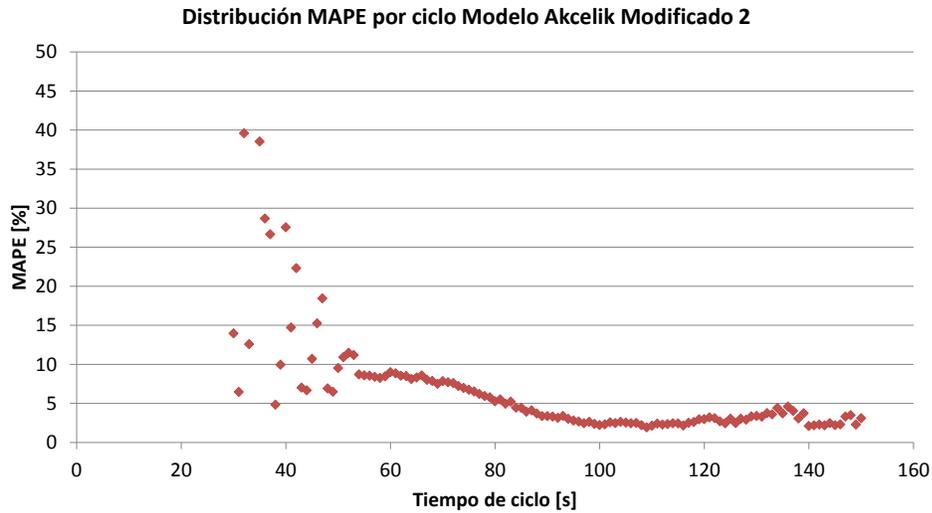


Figura 3.11: Distribución MAPE por ciclo Modelo Akcelik Modificado 2

La ecuación obtenida es similar a la ecuación presentada por Akcelik para minimización de demoras y detenciones, sin embargo, se pueden observar algunas variaciones de los coeficientes. Ambos coeficientes presentan una diferencia aproximada de 10 % con respecto al valor entregado por Akcelik. Se obtuvo un R^2 de 0,935 y un MAPE de 11,37 % para el Modelo Akcelik Modificado 2; mientras que al aplicar la fórmula de Akcelik a los mismos datos se obtiene un R^2 de 0,935 y un MAPE de 11,90 %. Se observa que a pesar de las diferencias obtenidas en los parámetros, las estimaciones de los tiempos de ciclo no se alejan entre el Modelo Akcelik Modificado 2 y el Modelo Akcelik 2. Para estos datos (conjunto de datos ajustados para el Modelo Akcelik Modificado 2) el tiempo de ciclo estimado por Akcelik para valores de tiempos de ciclo mayores a 120 segundos presenta errores aproximados del 10 %, en cambio, el Modelo Akcelik Modificado 2 a partir del mismo valor presenta errores cercanos al 4 %. Para tiempos de ciclo menores a 45 segundos ambos modelos presentan una dispersión en sus valores alcanzando errores de hasta el 45 %, lo que indica que el modelo es poco preciso en este rango de valores dado por la variación del error porcentual.

Además, se realizó una validación con aproximadamente 700 datos generados aleatoriamente (flujos y pérdidas en intersecciones), ocupando el modelo anterior. Se obtuvo un R^2 de 0,961 y un MAPE de 9,75 % para el Modelo Akcelik Modificado 2; mientras que al aplicar los valores originales del modelo de Akcelik se obtiene un R^2 de 0,959 y un MAPE de 10,10 %, lo cual indica un comportamiento similar de ambos modelos. A continuación se muestra la evolución del MAPE para la validación realizada del modelo de Akcelik y el de Akcelik modificado:

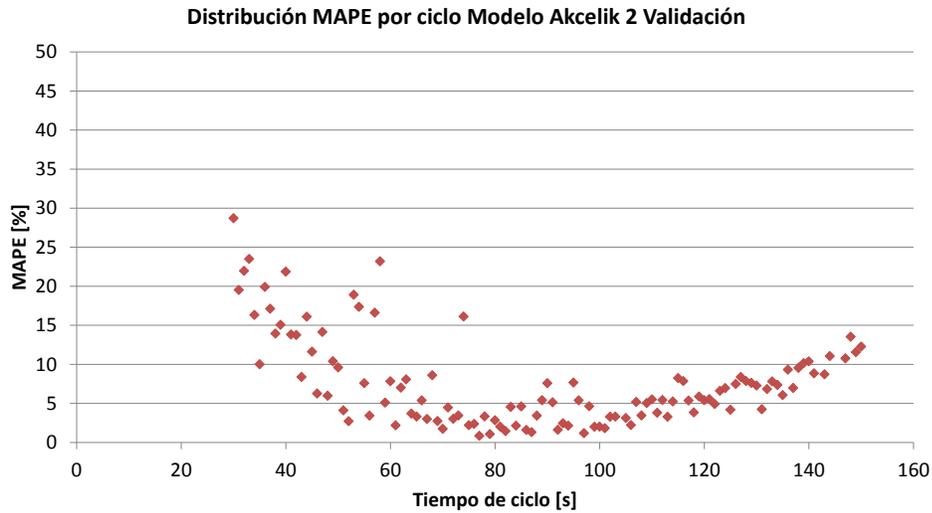


Figura 3.12: Distribución MAPE para los datos de validación Modelo Akcelik 2

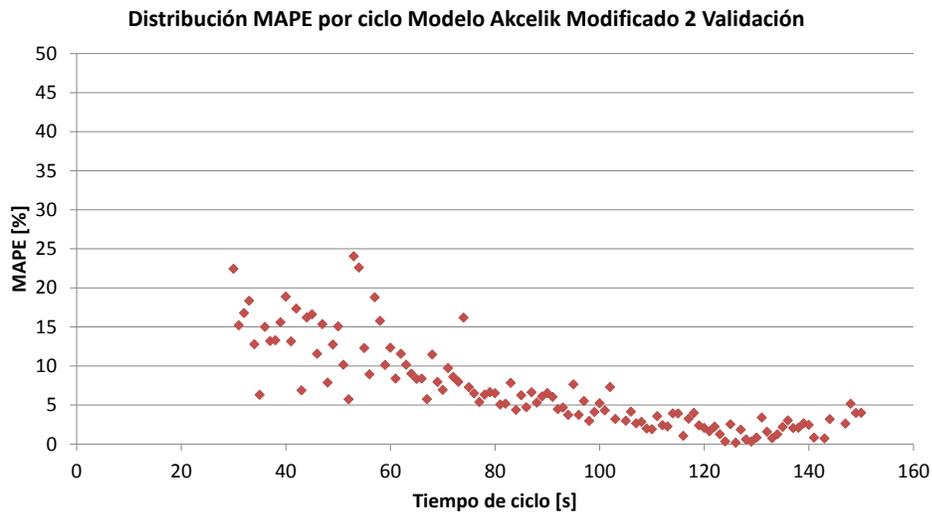


Figura 3.13: Distribución MAPE para los datos de validación Modelo Akcelik Modificado 2

En la Figura 3.12 se observa una forma similar de la curva con respecto a la Figura 3.13, con una diferencia en los errores para tiempos de ciclo mayores a 100 segundos. El Modelo Akcelik Modificado 2 resulta ser más preciso, para tiempos de ciclo entre 100 y 150 segundos, que el Modelo Akcelik 2, ya que la mayoría de los errores se encuentran bajo el 5 %, mientras que en el Modelo Akcelik 2 ese error se alcanza entre 70 y 120 segundos.

Es necesario realizar el análisis acerca del comportamiento de los modelos en cada uno de los tiempos de ciclo óptimos. En las Figuras 3.14 y 3.15 se observa que el Modelo Akcelik 2 sobrestima, en su gran mayoría, el tiempo de ciclo tanto para valores entre 30 y 55 segundos, y mayores a 110 segundos, en cambio, el Modelo Akcelik Modificado 2, solamente sobrestima, en su gran mayoría, el tiempo de ciclo entre 30 y 45 segundos; y subestima entre 45 y 100 segundos.

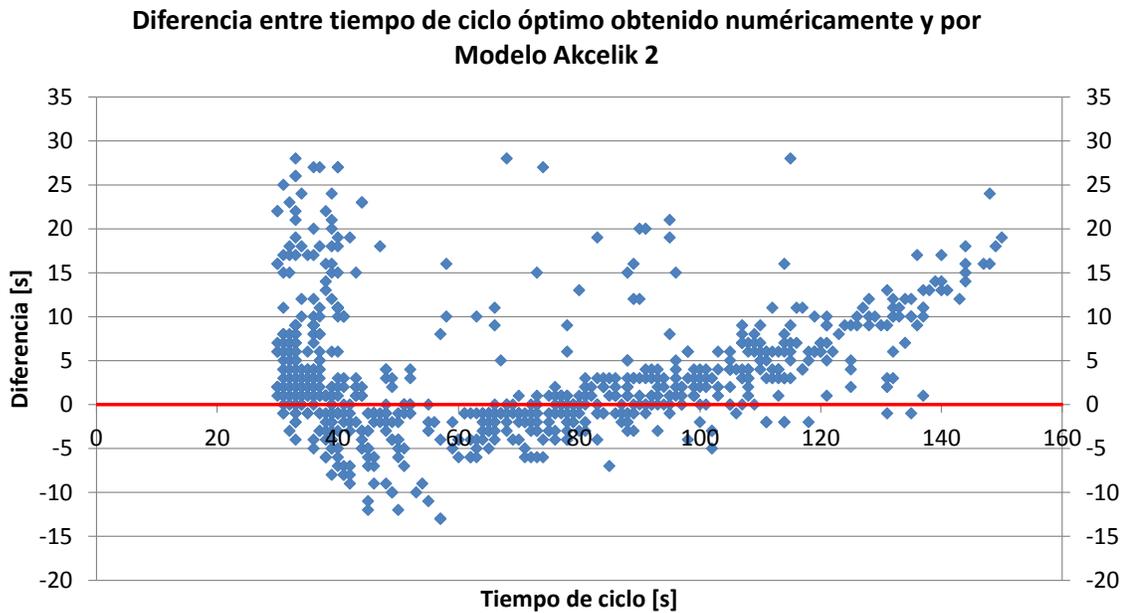


Figura 3.14: Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik 2 para datos de validación

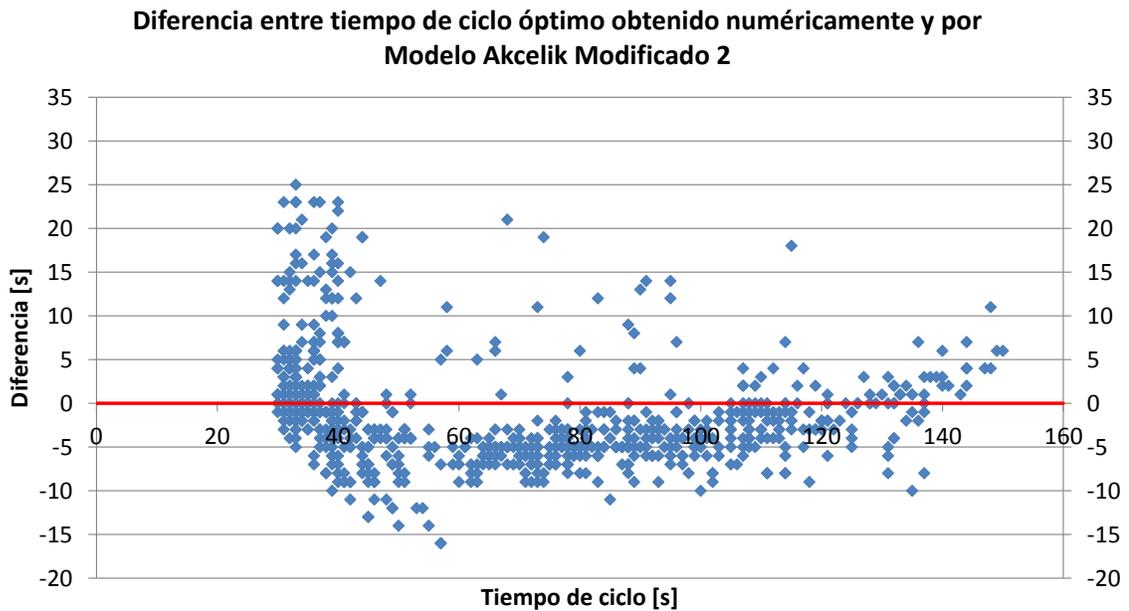


Figura 3.15: Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik Modificado 2 para datos de validación

Con todos estos argumentos, se concluye que se pudo obtener la fórmula planteada por Akcelik a pesar de las diferencias de parámetros presentada, probablemente causada por la diferencia de los datos utilizados, por lo que el planteamiento del problema es correcto y se puede proceder a continuar el análisis de una fórmula considerando tasas de ocupación, presentada en la Sección 3.2.

3.1.3. Modelo de Akcelik 3: Minimización de Demoras y Detenciones de Vehículos usando K Actualizado por Tipo de Vehículo

Se realizó un modelo que separara en la función objetivo los flujos de buses y de automóviles para poder ocupar un factor K de penalización de detenciones diferente y actualizado (MDS-Sectra, 2013) para cada uno de los tipos de vehículo. El cálculo del factor K viene dado por la ecuación 3.7 planteada por Akcelik (1981) para la minimización de consumo de combustible.

$$K = 3600 \cdot \frac{C_{det}}{C_{ral}} \quad (3.7)$$

Donde C_{det} representa el consumo de combustible por detención completa y C_{ral} el consumo de combustible en ralentí. Estos valores fueron obtenidos de las Tablas 13.1.1-1 y 13.1.1-2 del MDS-Sectra (2013) para velocidades de cruce de buses y automóviles de 40 km/h. Los valores de C_{det} , C_{ral} y K se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Valor parámetros C_{det} , C_{ral} y K

Tipo de vehículo	C_{det} [L/det]	C_{ral} [L/h]	K [s/det]
Automóvil	0,00816	1,20	24
Bus	0,02149	2,03	38

Con los mismos escenarios anteriores se procedió a optimizar con un código realizado en Matlab (Ver Anexo A.2) con el cual se obtuvieron aproximadamente 40.000 valores de tiempo de ciclo óptimo (c_o), cada uno asociado a una pérdida total en la intersección (L) y a la sumatoria de los factores de carga críticos (Y). A partir de esto se estimaron los parámetros a y b mencionados en la sección anterior. Se obtuvo la siguiente ecuación:

$$c_o = \frac{1,40L + 7,87}{1 - Y} \quad (3.8)$$

A continuación se presenta un gráfico que muestra la evolución del MAPE por cada uno de los tiempo de ciclo óptimos obtenidos numéricamente para el Modelo Akcelik 3:

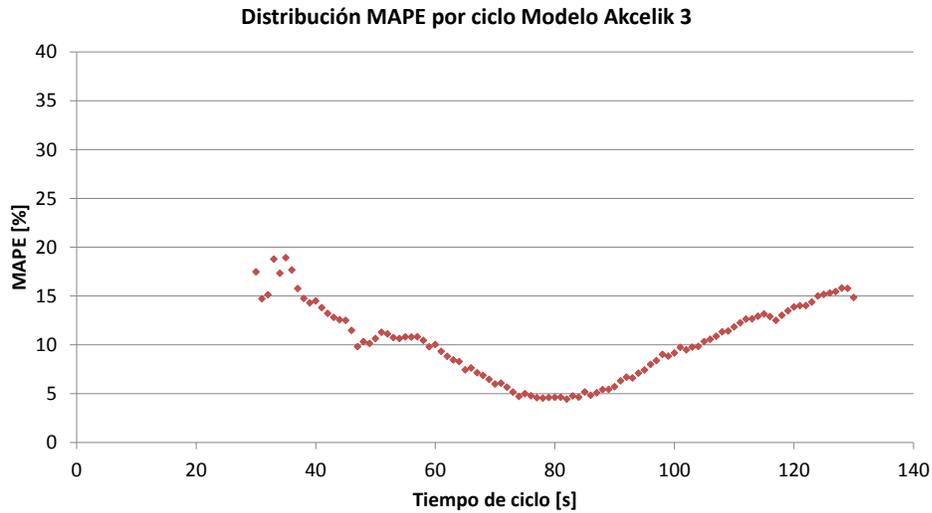


Figura 3.16: Distribución MAPE por ciclo Modelo Akcelik 3

En este modelo se obtuvo un R^2 de 0,892 y un MAPE de 9,69 %. En la Figura 3.16 se observa que para tiempos de ciclos entre 30 y 60 segundos el error varía entre 10 % a 20 %, para tiempos de ciclo entre 60 y 100 segundos el error varía entre un 5 % al 10 % y para tiempos de ciclo mayores a 100 segundos el error está sobre el 10 % llegando hasta un 15 %. Además, se realizó una validación con aproximadamente 4.000 datos generados aleatoriamente (flujos y pérdidas en intersecciones). Se obtuvo un R^2 de 0,887 y un MAPE de 9,78 %.

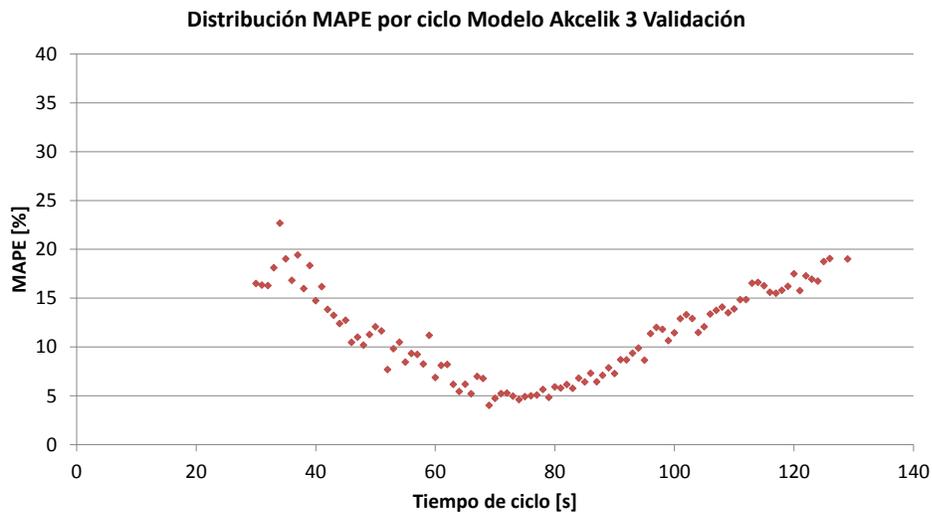


Figura 3.17: Distribución MAPE para los datos de validación Modelo Akcelik 3

En la Figura 3.17 se observa un comportamiento prácticamente igual que la Figura 3.16, por lo que se considera el modelo validado. Además, se realizó el análisis del signo que posee el error en cada uno de los tiempos de ciclo óptimos obtenidos con el modelo. En la Figura 3.18 se observa que en su gran mayoría los datos están dentro del error de 10 segundos (81 % de los datos totales). A partir de los tiempos de ciclo mayores a 100 segundos los errores

alcanzan hasta los 20 segundos de error, al igual que algunos tiempos de ciclo entre 40 y 80 segundos (solamente el 7% de los datos totales).

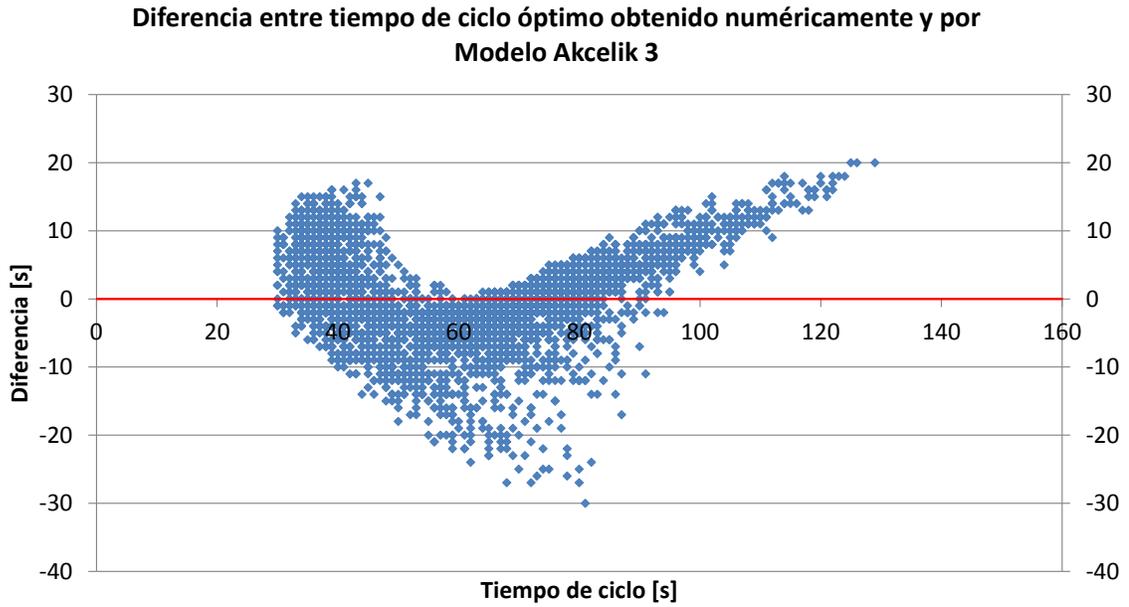


Figura 3.18: Diferencia entre los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente y por el Modelo Akcelik 3 para datos de validación

Dado que la fórmula de Akcelik varía sus coeficientes dependiendo de las variables que se quieran minimizar, se puede plantear una solución del tiempo de ciclo óptimo de la siguiente manera:

$$c_o = \frac{aL + b}{1 - Y} \quad (3.9)$$

Tabla 3.2: Parámetros modelos de tiempo de ciclo óptimo

Modelo	a	b
Akcelik 1	1,40	6,00
Akcelik Modificado 1	1,42	4,88
Akcelik 2	1,60	6,00
Akcelik Modificado 2	1,43	6,54
Akcelik 3	1,40	7,87

3.1.4. Limitaciones Modelo de Akcelik

Se generaron aproximadamente 8.000 datos con flujos y pérdidas totales distintas para una intersección, minimizando demoras y detenciones. Al analizar los datos, se observa que el Modelo Akcelik 2 aumenta significativamente el error para valores de factores de carga total (Y) mayores a 0,83; los cuales corresponden a grados de saturación menores a 0,95. Es por eso que los datos de los modelos anteriores fueron reducidos a partir de estas restricciones. En la Figura 3.19 se muestran las diferencias del tiempo de ciclo obtenido y estimado para cada uno de los factores de carga total.

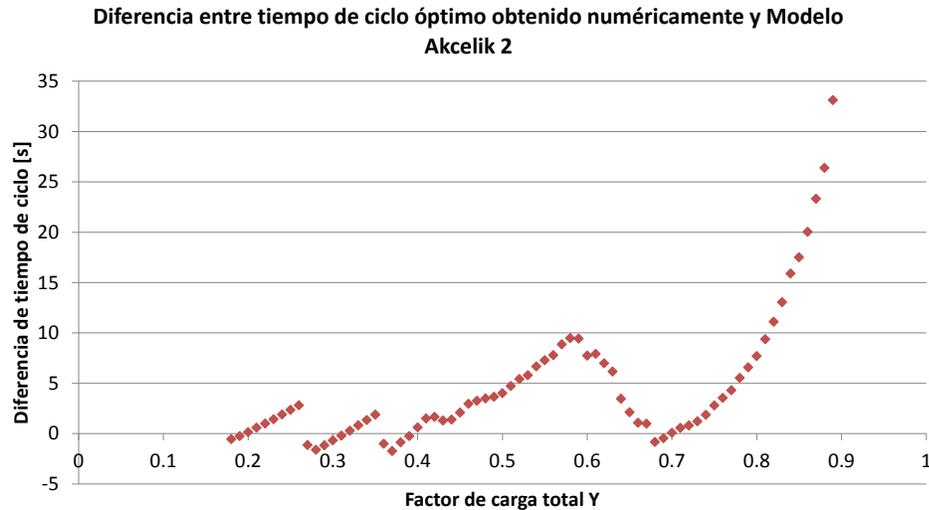


Figura 3.19: Diferencia entre tiempo de ciclo obtenido numéricamente y calculado por el Modelo Akcelik 2

A partir del gráfico de la Figura 3.19 y observaciones individuales de los datos, se observa que a partir de factores de carga total aproximadamente de 0,83 la curva aumenta su pendiente, generando un crecimiento más rápido del error ante pequeños cambios del factor de carga total (a partir de este valor los errores superan los 10 segundos). Además, para mostrar lo anterior, se generó un gráfico para cada uno de los tiempos de ciclo con su MAPE asociado. En la Figura 3.20 se muestra el tiempo de ciclo con factores de carga total que llegan hasta 0,92. Cabe destacar que prácticamente todos los valores de factores de carga total sobre 0,83 se encuentran concentrados en los tiempos de ciclo mayores a 130 segundos, lo cual resulta consistente con la forma funcional que propone Akcelik. Ahora, eliminando todos los factores de carga total mayores a 0,83 se pueden observar los cambios generados en los tiempos de ciclos estimados (ver Figura 3.21).

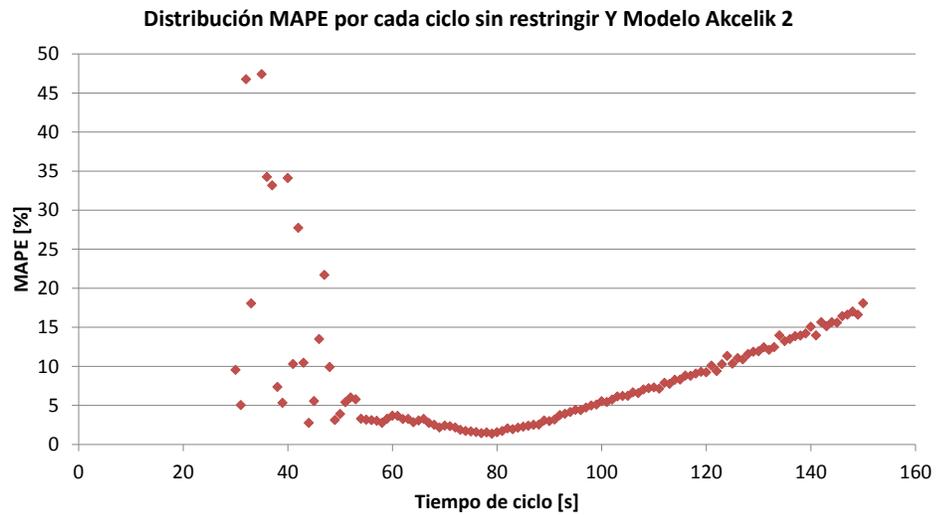


Figura 3.20: Distribución MAPE por ciclo sin restricción de Y para Modelo Akcelik 2

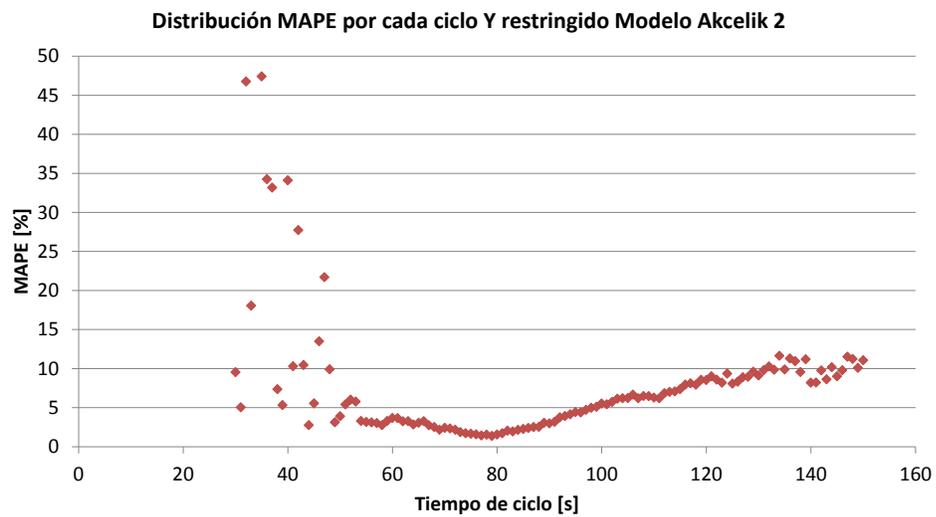


Figura 3.21: Distribución MAPE por ciclo con restricción de Y para Modelo Akcelik 2

Se observa en la Figura 3.21 que después de tiempos de ciclos mayores a 120 segundos el error permanece casi constante fluctuando en la vecindad del 10 %, a diferencia de la Figura 3.20 que tiene un crecimiento lineal del error después de dicho valor, con una pendiente cercana a los 45 grados. Para tiempos de ciclo menores a 50 segundos el error porcentual es alto, alcanzando hasta el 45 %, pero dado que son tiempos de ciclo bajos, el error absoluto no es elevado. Además, se realizó el mismo análisis para los modelos obtenidos en esta tesis mostrados en las Figuras 3.22 y 3.23.

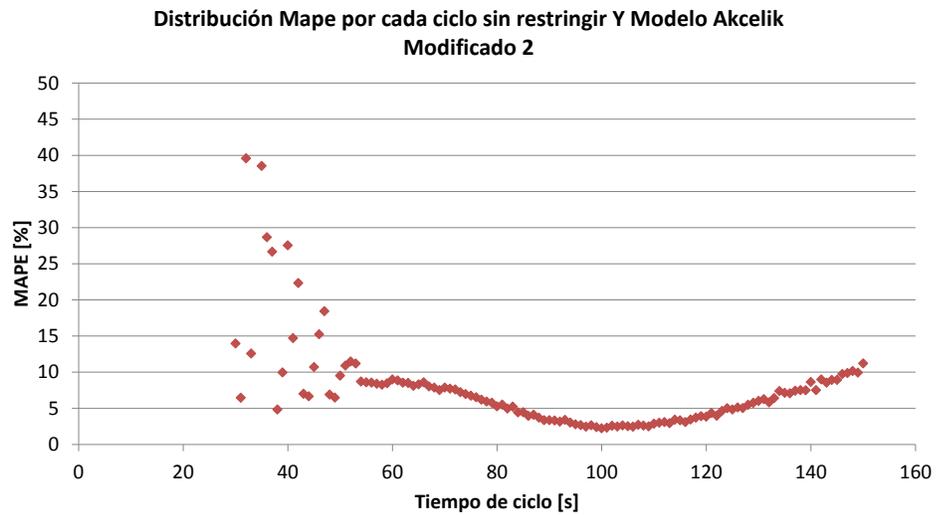


Figura 3.22: Distribución MAPE por ciclo sin restricción de Y para Modelo Akcelik Modificado 2

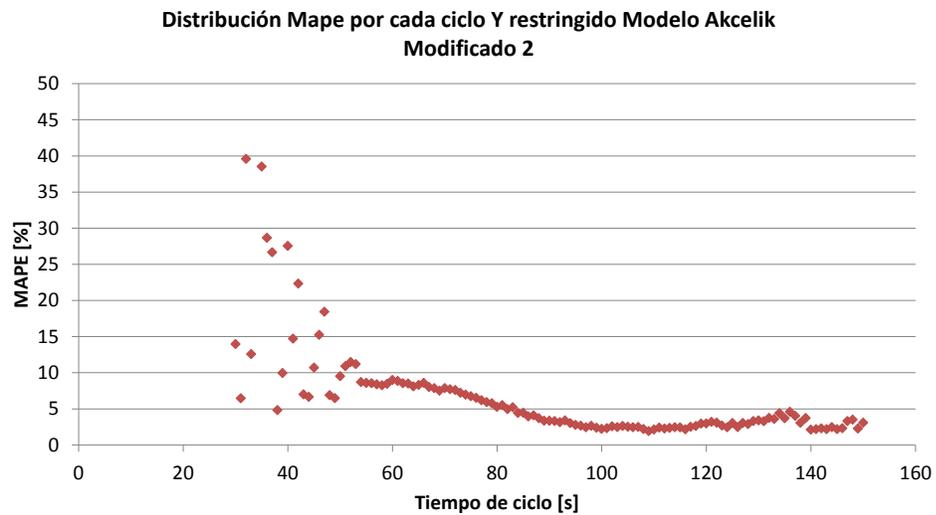


Figura 3.23: Distribución MAPE por ciclo con restricción de Y para Modelo Akcelik Modificado 2

La Figura 3.22 muestra que, al igual que en el caso anterior, para tiempos de ciclo mayores a 120 segundos el error va creciendo alcanzando un valor del 14 %. Al restringirlo a un factor de carga total de 0,83 (Ver Figura 3.23) se obtienen errores bajo el 5 % para tiempos de ciclo entre 80 y 150 segundos.

3.2. Modelo de Tiempo de Ciclo y Tiempos de Verde Óptimos considerando Tasas de Ocupación

Este modelo se basa en la utilización de una función objetivo que considera las tasas de ocupación de vehículos siguiendo la misma metodología anterior (ver Anexo A.3). Para la simplificación del problema se analizará solamente el caso de una intersección aislada (menor cantidad de variables a optimizar y reduce complejidad con tratamiento de fases y movimientos críticos), con dos accesos y dos fases semafóricas. La función objetivo del problema es la siguiente:

$$D_{TO} = \sum_{ij} (PDem_i^j q_i^j d_i^j + PDet^j q_i^j h_i^j)$$

d_i^j : Demoras del tipo de vehículo j del acceso i (segundos).

h_i^j : Número de detenciones del tipo de vehículo j del acceso i .

q_i^j : Flujo de vehículos del tipo j del acceso i (veh/h).

Donde $PDem$ y $PDet$ corresponden a los ponderadores de demoras y detenciones según lo indica UOCT (2013):

$$PDem = TOC \cdot VT + C_{ral} P_{comb} \quad (3.10)$$

$$PDet = C_{det} P_{comb} \quad (3.11)$$

donde

TOC : tasa de ocupación de vehículos (pax/veh).

VT : valor social del tiempo (\$/pax-h), actualizado por MDS.

C_{ral} : consumo de combustible en ralentí para vehículos livianos (L/h).

P_{comb} : precio social del combustible (\$/L), actualizado por MDS.

C_{det} : consumo de combustible por detención completa, en L/det.

Tabla 3.3: Valor parámetros C_{det} , C_{ral} y K

Tipo de vehículo	VT [\$/h]	C_{det} [L/det]	C_{ral} [L/h]	P_{comb} [\$]
Automóvil	1498	0,00816	1,20	497
Bus	1498	0,02149	2,03	503

Cabe destacar que dado que los automóviles y buses ocupan las mismas pistas, el tratamiento de factores de carga (y_i) y grado de saturación (x_i) se considera de la misma manera

que antes, es decir, tomando en cuenta un factor de equivalencia obtenido en MDS-Sectra (2013) para los buses (calculando estas dos variables con vehículos equivalentes). Además, se debe considerar una tasa de ocupación promedio para los automóviles entre ambos accesos.

A partir de la tabla con tasas de ocupación por tipo de buses generada por SECTRA (2013), se escogieron ciertas tasas de ocupación para poder generar los datos. En la Tabla 3.5 se definen las tasas de ocupación a partir de categorías para facilitar la medición en terreno (ver Tabla 3.4).

Tabla 3.4: Categorías niveles de ocupación de buses

Categoría	Nivel de ocupación
A	Vehículo completamente ocupado, con pasajeros en las puertas
B	Más de la mitad del pasillo con pasajeros de pie
C	Menos de la mitad del pasillo con pasajeros de pie
D	Más de la mitad de los asientos ocupados
E	Menos de la mitad de los asientos ocupados

Fuente: SECTRA (2013)

Dado que el factor de equivalencia escogido corresponde a la clasificación de bus rígido (12 metros), las tasas de ocupación utilizadas de la Tabla 3.5 fueron 8, 24, 42, 62 y 89 pax/veh.

Tabla 3.5: Tasas de Ocupación Buses SECTRA

Tasa Ocupación Promedio por Categoría [pax/veh]					
Tipo	A	B	C	D	E
Articulado	139	83,1	48,7	30,6	9,5
Rígido	88,7	61,8	42,4	24,3	7,5
Mediano	67,5	50,3	41,7	24,6	7,5
Taxi Bus	51,2	47,4	30,5	21,1	5,4

Fuente: SECTRA (2013)

A partir de las tasas de ocupación promedio, se generaron los casos para todos los entreverdes (3, 4 y 5 segundos por acceso), con lo cual se obtuvo un total de 108 escenarios distintos (combinación de las cinco tasas de ocupación más la tasa nula y las tres opciones de entreverde). Además, para todos estos casos se utilizaron 5 tasas de ocupación promedio distintas para los automóviles (1,00; 1,25; 1,50; 1,75 y 2,00 pax/veh). El criterio de selección de estos valores corresponde a que la tasa de ocupación promedio de automóviles de Santiago se encuentra entre ese rango. Este valor es de 1,47 pax/veh según la Encuesta Origen Destino del 2012 (SECTRA, 2014). Se propone la siguiente forma funcional para el tiempo de ciclo óptimo:

$$c_o = \frac{aL + b}{d - \left(\left(\frac{q_1^b w_1^b + c}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2c} \right) y_1 + \left(\frac{q_2^b w_2^b + c}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2c} \right) y_2 \right)} \quad (3.12)$$

Donde w_i^b corresponde a la tasa de ocupación promedio de los buses en el acceso i. La

intuición de generar esa forma funcional viene dada por los ponderadores que poseen los factores de carga de la ecuación propuesta para los tiempos de verde óptimos:

$$ve_i = (c_o - L) \frac{y_i}{Y} \left(e + \frac{q_1^b w_1^b + f}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2f} \right) \quad (3.13)$$

Estos ponderadores de la forma funcional de los tiempos de verde, provienen de la idea de obtener una función tal que cumpla ciertas condiciones (para recuperar el modelo original de Akcelik), tales como que el valor del parámetro e sea igual a $\frac{1}{2}$, por lo que la ecuación 3.13 puede ser escrita de la siguiente manera:

$$ve_i = (c_o - L) \frac{y_i}{Y} \left(\frac{1}{2} + F_i(w_1^b, w_2^b, q_1^b, q_2^b) \right) \quad (3.14)$$

Las condiciones que debe cumplir la función F vienen dadas cuando los accesos están bajo condiciones de flujo de buses y tasas de ocupación iguales (o sin flujo de buses), el valor que la función F de la ecuación 3.14 tiene que tomar es $\frac{1}{2}$, por lo que se debe cumplir lo siguiente para recuperar el modelo planteado por Akcelik:

$$F(w_1^b, w_1^b, q_1^b, q_1^b) = F(w_2^b, w_2^b, q_2^b, q_2^b) = F(0, 0, 0, 0) = \frac{1}{2} \quad (3.15)$$

Es por esto, que se plantea la ecuación 3.16 que cumple con las condiciones de flujo y tasas de ocupación propuestas. Cabe destacar que la condición más general es que la ponderación entre las tasas de ocupación con los flujos de buses de un acceso sea igual al otro.

$$F_i(w_1^b, w_2^b, q_1^b, q_2^b) = \frac{q_1^b w_1^b + f}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2f} \quad (3.16)$$

Se debe hacer notar que el valor de $\frac{1}{2}$ del parámetro e fue postulado como una hipótesis, dado que se decidió separar la ecuación en dos partes, por lo que se espera que el parámetro e sea igual a $\frac{1}{2}$ (al obtener el valor de $\frac{1}{2}$ para el parámetro e y para la función F en esas condiciones, se recupera el modelo planteado por Akcelik), la cual debe ser comprobada al obtener los parámetros del modelo. Se probaron diferentes formas funcionales, obteniéndose la mejor representación con la ya explicada anteriormente. Es necesario mencionar que las ecuaciones 3.12 y 3.13 no poseen la variable de tasa de ocupación de automóvil, ya que se estimaron parámetros para cada una de estas tasas, y así generar un modelo para cada uno de los casos. La ecuación 3.16 es utilizada para los ponderadores de los factores de carga en la ecuación 3.12 de tiempo de ciclo óptimo.

Otro punto a destacar, es que con esta forma funcional, si la ecuación 3.12 es evaluada en las mismas condiciones de flujo de buses con misma la tasa de ocupación en ambos accesos, o simplemente no existen buses en ninguno de los dos accesos, resulta de la siguiente forma:

$$c_o = \frac{aL + b}{d - \left(\frac{1}{2}y_1 + \frac{1}{2}y_2\right)} = \frac{aL + b}{d - \frac{1}{2}(y_1 + y_2)} = \frac{2aL + 2b}{2d - Y} \quad (3.17)$$

Bajo estas condiciones se debiese replicar el Modelo Akcelik 3, por lo que los valores de las constantes a , b y d esperados debiesen ser aproximadamente los presentados en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6: Valores esperados de las constantes

Parámetro	Valor
a	0,7
b	3,9
d	0,5

Los valores de la Tabla 3.6 tienen que ser verificados al momento de ajustar los modelos (se plantean como hipótesis). El ajuste de los parámetros a , b , c , d , e y f se realizó minimizando los errores cuadráticos, con la utilización de la herramienta computacional Solver de Microsoft Excel.

3.2.1. Escenarios de Modelación

Dadas las restricciones que posee el modelo de Akcelik, se procedió a analizar el modelo para distintos grados de saturación, generando cinco casos diferentes para una tasa de ocupación de automóvil de 1,00 pax/veh. En la Sección 3.2.2 se utilizarán distintas tasas de ocupación de automóviles. Los modelos a analizar están definidos de la siguiente manera:

- Modelo con grados de saturación menores a 0,90 (M1)
- Modelo con grados de saturación menores a 0,95 (M2)
- Modelo con grados de saturación menores a 1,00 (M3)
- Modelo con grados de saturación menores a 1,00 con Y menor a 0,85 (M4)
- Modelo con grados de saturación menores a 0,95 con Y menor a 0,85 (M5)

Los parámetros a , b , c y d de la ecuación 3.12 obtenidos para cada uno de los modelos junto con los ajustes de R^2 y $MAPE$ se presentan en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7: Valor parámetros ajustados para cada uno de los modelos propuestos

Modelo	a	b	c	d	R^2	$MAPE$ [%]
M1	0,65	2,60	20765,65	0,51	0,812	5,56
M2	0,67	2,71	21189,69	0,51	0,875	5,51
M3	0,67	2,71	21446,00	0,51	0,884	5,52
M4	0,67	2,71	21344,05	0,51	0,876	5,53
M5	0,67	2,70	21231,21	0,51	0,874	5,51

En la Figura 3.24 se muestra la evolución del MAPE para cada uno de los tiempos de ciclo de cada modelo.

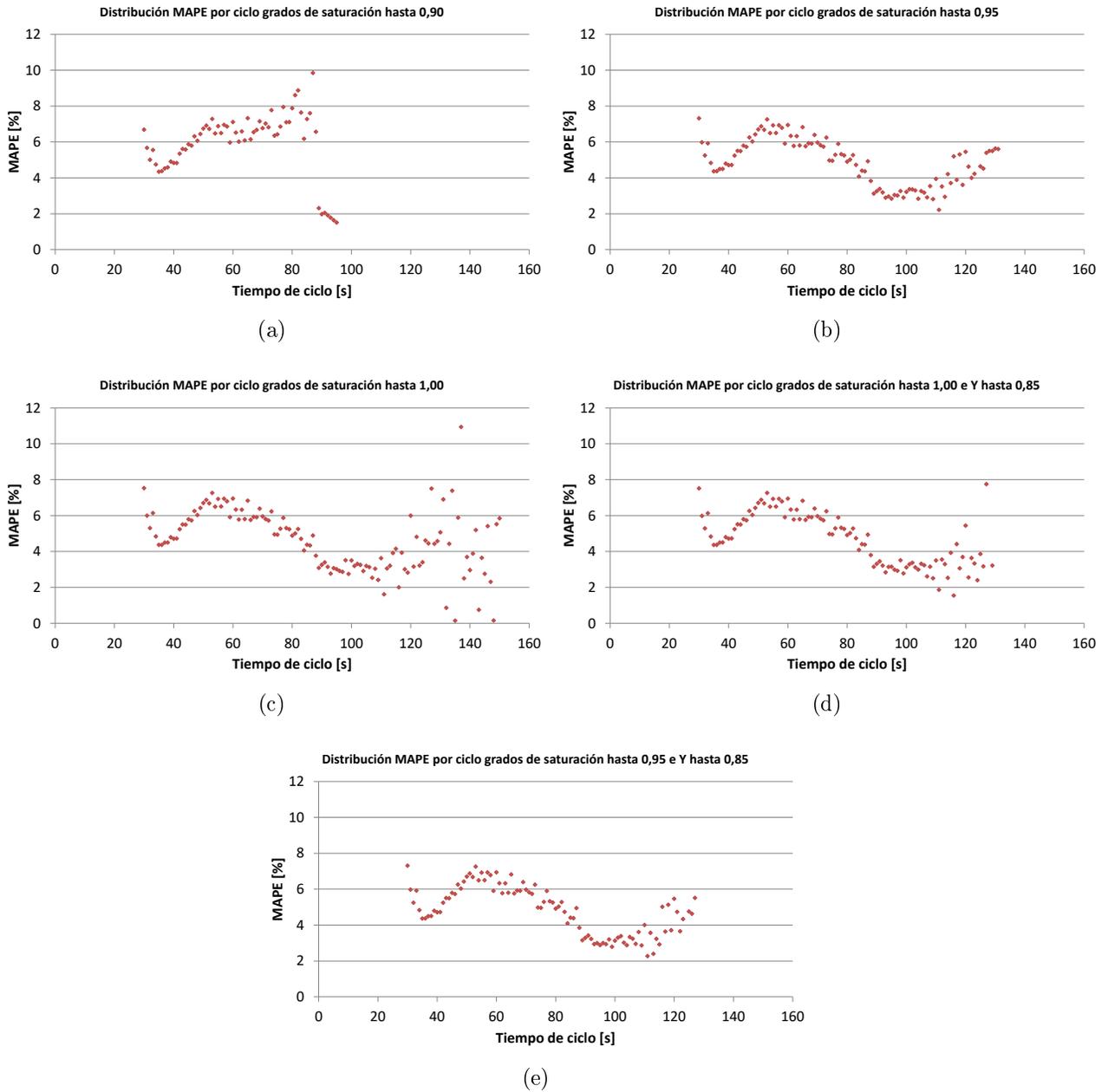


Figura 3.24: Distribución MAPE por ciclo para grados de saturación hasta (a) 0,90 (b) 0,95 (c) 1,00 (d) 1,00 e Y hasta 0,85 (e) 0,95 e Y hasta 0,85

La Figura 3.24a a partir de los tiempos de ciclo mayores a 50 segundos muestra un error mayor al 6 % llegando hasta el 10 %, sufriendo una disminución en tiempos de ciclo cercanos a 100 segundos alcanzando el 2%. En la Figura 3.24b se observa que el error supera 6 % para tiempos de ciclo entre 50 y 70 segundos. Además, se observa que para tiempos de ciclo mayores a 70 segundos y menores a 50 segundos el error varía entre un 2 % a 6%. En la Figura 3.24c se observa un comportamiento similar al anterior, con la diferencia que al estar menos restringido permite tiempos de ciclo más grandes mostrando errores que en su gran mayoría no supera el 8 % para tiempos de ciclo mayores a 120 segundos. En las Figuras 3.24d y 3.24e existe un comportamiento similar a la Figura 3.24c con la diferencia que el tiempo de ciclo

máximo llega a los 130 segundos. Se observa que los modelos M2, M3, M4 y M5 poseen el mismo comportamiento del error entre los 30 y 120 segundos, con la diferencia que el modelo M3 agrega valores de tiempo de ciclo hasta los 150 segundos. A partir de la Figura 3.24 el que posee mejor ajuste del R^2 y es el modelo más extendido (abarca mayor cantidad de casos), corresponde al M3, sin embargo, es necesario realizar la comparación aplicando los modelos a los mismos conjuntos de datos para observar la variación entre cada uno de ellos, por lo que se utilizarán los datos de M1 y M5 (ver Anexo B). Se observa que la pérdida sufrida entre los modelos es prácticamente nula, por lo que, a pesar de que grados de saturación entre 0,9 y 1,0 indican un nivel de congestión alto, es preferible elegir el modelo más extendido para abarcar mayor cantidad de casos.

Finalmente, se observa que los parámetros de los modelos M3, M4 y M5 poseen diferencias porcentuales de no más del 1%, lo que indica que la elección del modelo M3 restringido a grados de saturación máximos de 1,00 no presenta grandes diferencias con los otros modelos y así puede ser usado en los modelos que se presentan en la siguiente sección.

3.2.2. Modelos basados en Tasas de Ocupación de Buses y Automóviles

Como se mencionó anteriormente, dada la complejidad del modelo, se decidió obtener parámetros para cinco niveles de tasas de ocupación promedio de automóviles (en vez de agregar la tasa de ocupación de automóviles como variable dentro el modelo). Se generaron cinco casos con diferentes tasas de ocupación de automóviles para el modelo M3 escogido en la Sección 3.2.1:

- Caso 1: Tasa de ocupación de automóviles igual a 1,00 pax/veh
- Caso 2: Tasa de ocupación de automóviles igual a 1,25 pax/veh
- Caso 3: Tasa de ocupación de automóviles igual a 1,50 pax/veh
- Caso 4: Tasa de ocupación de automóviles igual a 1,75 pax/veh
- Caso 5: Tasa de ocupación de automóviles igual a 2,00 pax/veh

Se estimaron los parámetros de las ecuaciones 3.12 y 3.13 para el caso restringido a un grado de saturación máximo de 1,00 (utilizando una cantidad aproximada de 65.000 datos). En las Tablas 3.8 y 3.9 se muestran los resultados obtenidos para el modelo de tiempo de ciclo óptimo y tiempos de verde.

Tabla 3.8: Parámetro para modelo de tiempo de ciclo

Modelo	a	b	c	d	R^2	$MAPE$ [%]
Caso 1	0,66	2,71	21446,00	0,51	0,884	5,52
Caso 2	0,66	2,65	23098,39	0,51	0,904	5,02
Caso 3	0,66	2,60	24873,36	0,51	0,920	4,62
Caso 4	0,66	2,53	27307,69	0,51	0,933	4,28
Caso 5	0,67	2,48	28830,78	0,51	0,943	3,98

Tabla 3.9: Parámetro para modelo de tiempos de verde

Modelo	e	f	R^2	$MAPE$ [%]
Caso 1	0,5	10331,62	0,984	4,44
Caso 2	0,5	11026,02	0,986	4,19
Caso 3	0,5	11889,48	0,987	3,99
Caso 4	0,5	12869,50	0,987	3,82
Caso 5	0,5	13847,33	0,988	3,66

La Tabla 3.10 presenta las diferencias porcentuales entre el máximo y el mínimo de cada uno de los parámetros entre los diferentes casos. Se observa que el parámetro a posee diferencias menores al 2%, lo cual indica un comportamiento constante del parámetro. El parámetro b posee una diferencia porcentual cercana al 9%, sin embargo el error absoluto es bajo, por lo que pequeñas diferencias se ven traducidas en variaciones porcentuales elevadas. La diferencia más importante se encuentran en el parámetro c y f de la Tabla 3.8 que poseen una diferencia porcentual entre el mínimo y el máximo aproximadamente de 26% y 25%, respectivamente. Este resultado es esperable, ya que los únicos parámetros dentro de las ecuaciones 3.12 y 3.13 que acompañan a las tasas de ocupación son c y f , por lo que es razonable que sufran cambios ante diferentes tasas de ocupación de automóviles, ya que éstas están incluidas en la función objetivo del problema y al ir aumentando hacen que los automóviles posean una ponderación más grande, por lo que los buses se ven disminuidos en importancia en términos de tasas de ocupación.

Tabla 3.10: Diferencias porcentuales entre máximos y mínimos de cada parámetro

Modelo	Tiempo de ciclo				Tiempos de verde	
	a	b	c	d	e	f
Variación [%]	1,49	8,49	25,61	0,00	0,00	25,39

Cabe destacar que los valores obtenidos para a , b y d de la Tabla 3.8 son cercanos a los de la Tabla 3.6 (los parámetros a y d no superan el 5% de error). Por otro lado el error porcentual del parámetro b varía entre el 31% y 36%, sin embargo, el error absoluto es pequeño, por lo que se puede decir que la hipótesis postulada se cumple. Para el caso del modelo de tiempos de verdes, también se cumple la hipótesis planteada acerca del parámetro e que debía ser aproximadamente 0,5; y ocurre que e es igual en todos los casos. A continuación se muestra como varía el MAPE en cada uno de los ciclos para cada uno de los modelos con su tasa de ocupación correspondiente:

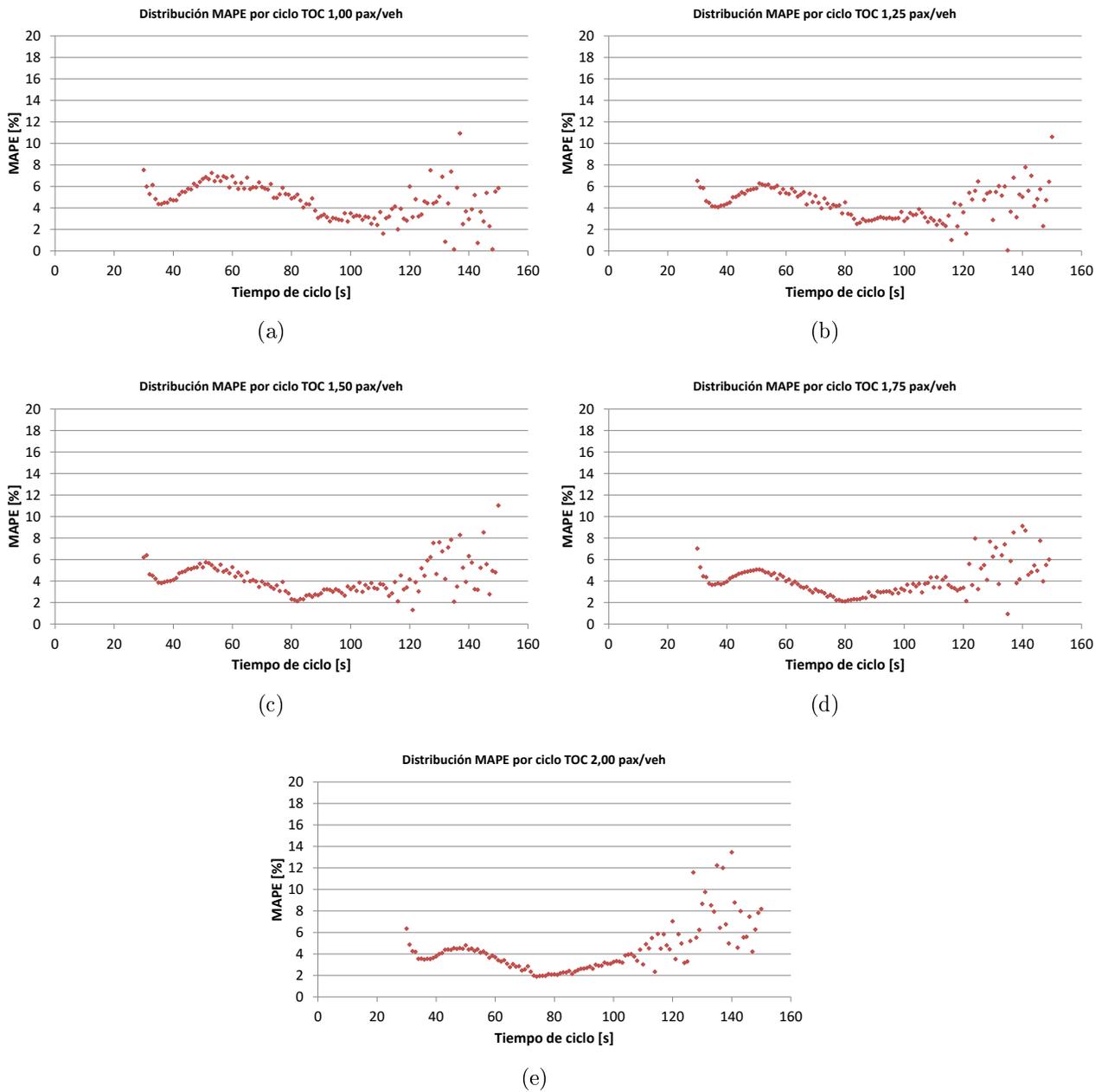


Figura 3.25: Distribución MAPE por tiempo de ciclo: (a) TOC 1,00 pax/veh; (b) TOC 1,25 pax/veh; (c) TOC 1,50 pax/veh; (d) TOC 1,75 pax/veh; (e) TOC 2,00 pax/veh

En la Figura 3.25a se observa que el error supera el 6 % para tiempos de ciclo entre 50 y 70 segundos. Además, se observa que para tiempos de ciclo entre 30 y 50 segundos el error varía entre un 2 % a 6 %. Para tiempos de ciclo entre 70 y 120 segundos el error también varía entre un 2 % a 6 %. Para tiempos de ciclo mayores a 120 segundos el error, en su gran mayoría, no supera el 8 %. Las Figuras 3.25b, 3.25c, 3.25d y 3.25e poseen en el mismo comportamiento anterior con la diferencia que el error entre los 50 y 70 segundos disminuye alcanzando el 2 %. Además, se generaron aproximadamente 30.000 datos aleatorios (flujos, tasas de ocupación de buses y pérdidas totales) para verificar la validez del modelo. A continuación se presentan los resultados obtenidos en la validación para el modelo:

Tabla 3.11: Ajuste para datos de validación

Modelo	Tiempo de ciclo		Repartos de verde	
	R^2	$MAPE$ [%]	R^2	$MAPE$ [%]
Caso 1	0,931	5,25	0,984	4,65
Caso 2	0,946	4,72	0,985	4,42
Caso 3	0,956	4,28	0,986	4,19
Caso 4	0,962	3,94	0,987	3,99
Caso 5	0,967	3,66	0,988	3,82

A continuación se muestra, en la validación, como varía el MAPE en cada uno de los tiempos de ciclo para cada modelo, con su tasa de ocupación correspondiente:

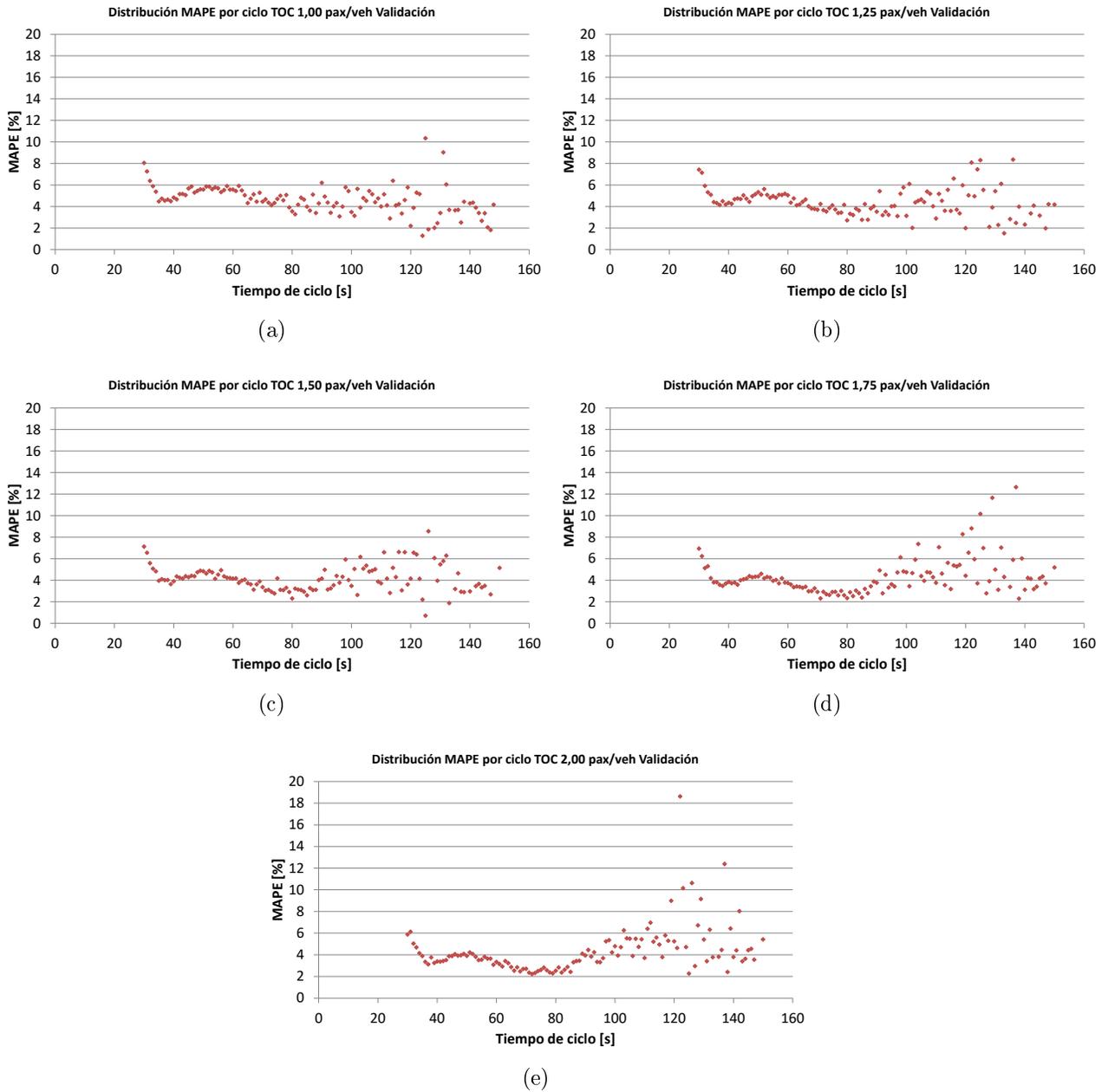


Figura 3.26: Distribución MAPE por tiempo de ciclo para datos de validación: (a) TOC 1,00 pax/veh; (b) TOC 1,25 pax/veh; (c) TOC 1,50 pax/veh; (d) TOC 1,75 pax/veh; (e) TOC 2,00 pax/veh

Se observa que la Figura 3.26 posee el mismo comportamiento que la Figura 3.25 en todas sus tasas de ocupación, sin embargo este es un error porcentual, por lo que es necesario analizar el signo del error en todo el recorrido del tiempo de ciclo. Estos resultados se presentan en la Figura 3.27 para los datos de validación.

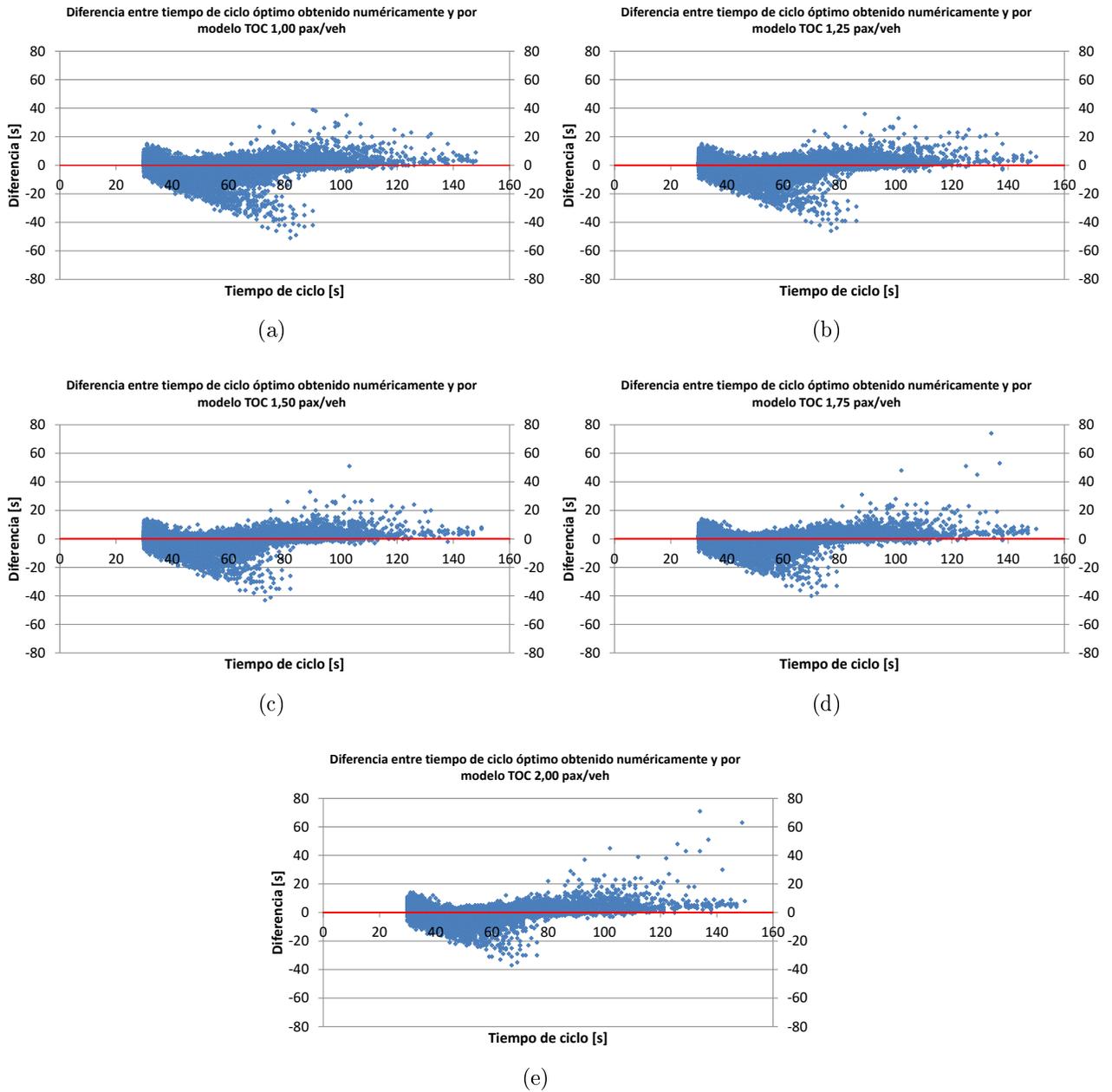


Figura 3.27: Diferencia entre tiempo de ciclo óptimo obtenido numéricamente con respecto al estimado para los datos de validación: (a) 1,00 pax/veh, (b) 1,25 pax/veh, (c) 1,50 pax/veh, (d) 1,75 pax/veh, (e) 2,00 pax/veh

Se observa que las diferencias entregadas en todos los casos están concentradas, en su gran mayoría, en el intervalo entre -10 y 10 segundos (aproximadamente el 95 % de los casos), es decir, los valores de tiempo de ciclo obtenido no superan los 10 segundos de error. Aproximadamente el 85 % de los casos se encuentra entre -5 y 5 segundos. Existe un conjunto de valores entre los 50 y 90 segundos que poseen más de 20 segundos de error, sin embargo, tiene una importancia relativa menor dado que corresponden al 0,78 % del total de datos y, finalmente, para valores superiores a 110 segundos se presenta una sobrestimación del modelo en la mayoría de los casos.

El modelo propuesto está limitado para tasas de ocupación de automóviles comprendidas entre los valores escogidos anteriormente. Los parámetros a , b , d y e son prácticamente iguales, ya que no dependen directamente de las tasas de ocupación en las ecuaciones, pudiendo tomar un valor determinado promedio. Los parámetros c y f son funciones monótonas crecientes con respecto a las tasas de ocupación, por lo que se procederá a hacer una regresión lineal para ambos parámetros (se eligió ese tipo de regresión debido a que poseía un mejor ajuste comparado con la regresión logarítmica), para así poder trabajar con valores intermedios (ver Figura 3.28).

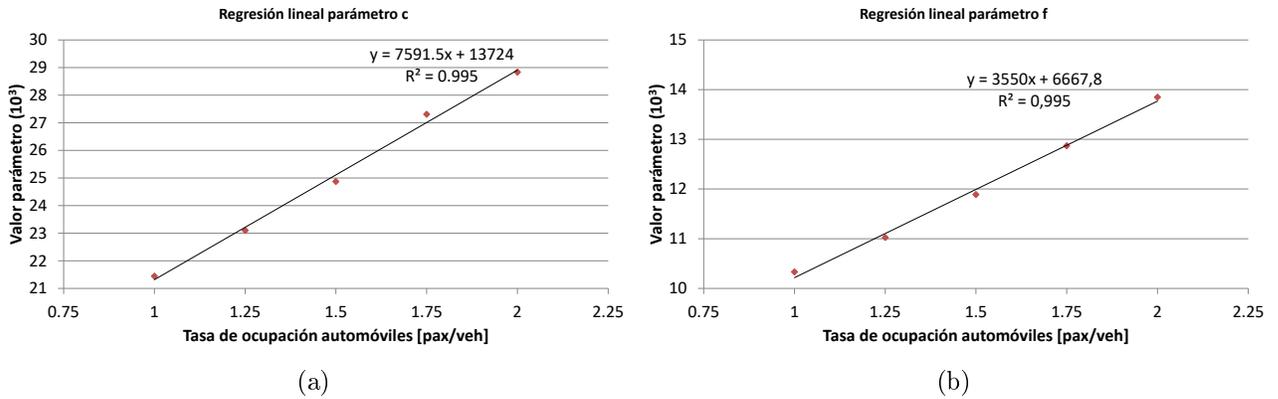


Figura 3.28: (a) Regresión Lineal Parámetro c (b) Regresión Lineal Parámetro f

Es por esto que, en el caso de intersecciones con tasas de ocupación promedio de automóviles comprendidas entre los valores propuestos anteriormente, se deben utilizar los siguientes parámetros:

Tabla 3.12: Valor parámetros modelo con tasas de ocupación intermedias

Tiempo de ciclo			Tiempos de verde		
a	b	c	d	e	f
0,66	2,59	$(7591,5 \cdot w^a + 13724)$	0,51	0,5	$(3550 \cdot w^a + 6667,8)$

Las variaciones generadas en los parámetros deben ser comparados con los cambios en los resultados de tiempo de ciclo óptimo y tiempos de verde óptimos en algún caso. Se presentarán tres casos simples como ejemplo para observar las variaciones obtenidas para las tasas de ocupación 1,25; 1,40 y 1,50 pax/veh. La Figura 3.29 muestra la intersección en la cual se calcularán tiempos de ciclo óptimos y tiempos de verde óptimos, la cual está constituida de dos accesos (sin virajes).

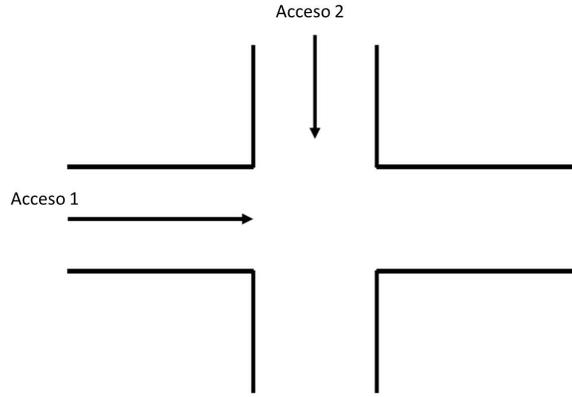


Figura 3.29: Ejemplo de intersección

Los datos a utilizar en cada uno de los casos se presentan en la Tabla 3.13. En los tres casos se utilizará un entreverde de 4 segundos, considerando $\lambda_1 - \lambda_2$ (ganancia final y pérdida inicial) igual a 1,4 segundos (UOCT, 2013). Además, se utilizará un factor de equivalencia para buses de 2 veq/veh (MDS-Sectra, 2013).

Tabla 3.13: Datos por casos en la intersección

Acceso	Datos	Caso 1	Caso 2	Caso 3
1	S [veq/h]	1606	1606	1606
	q_1^a [veh/h]	300	300	300
	q_1^b [veh/h]	0	0	50
	w_1^b [pax/veh]	0	0	20
2	S [veq/h]	1606	1606	1606
	q_1^a [veh/h]	800	800	800
	q_1^b [veh/h]	50	50	50
	w_1^b [pax/veh]	80	10	80

Para cada uno de los casos, se calcularon los tiempos de ciclo óptimos y tiempos de verde óptimos para todos los rangos de tasas de ocupación propuestas anteriormente. Además, se realizaron los cálculos para el modelo utilizando las regresiones lineales (ver Tabla 3.14).

Tabla 3.14: Resultados obtenidos modelos

Modelo	Caso 1			Caso 2			Caso 3		
	c_o [s]	V_1 [s]	V_2 [s]	c_o [s]	V_1 [s]	V_2 [s]	c_o [s]	V_1 [s]	V_2 [s]
TOC 1,25 pax/veh	80,5	14,8	57,7	72,8	16,4	48,4	104,2	26,6	69,7
TOC 1,40 pax/veh	79,6	14,8	56,8	72,3	16,3	48,0	103,1	26,4	68,7
TOC 1,50 pax/veh	79,4	14,8	56,6	72,3	16,3	48,0	102,9	26,4	68,5

Se observa que el modelo no presenta sensibilidad ante tasas de ocupación cercanas, independientemente del valor de los parámetros. Se observa que los resultados obtenidos para la tasa de ocupación de 1,40 pax/veh se encuentran en el promedio de los resultados obtenidos con las otras tasas de ocupación, lo que indica que las regresiones lineales de los parámetros, realizada para tasas de ocupación intermedias, funcionan correctamente.

3.3. Resumen, Análisis y Recomendaciones del Modelo

Los valores obtenidos en el modelo (tanto el modelo de tiempo de ciclo óptimo, como el de tiempos de verde), basados en el MAPE y el R^2 , poseen resultados que se ajustan la minimización del problema. Si se observa el Modelo Akcelik Modificado 2 y se compara con el Modelo Akcelik 2 resulta un ajuste muy similar, en términos de R^2 , MAPE y diferencias en los tiempos de ciclo obtenidos. Dados los órdenes de magnitud obtenidos en el modelo de Akcelik, se puede concluir que los resultados entregados por la validación siguen siendo exitosos, por lo que el modelo logra representar la minimización de las demoras de las personas y detenciones de los vehículos verificando la metodología utilizada.

Con respecto a las validaciones realizadas en cada uno de los modelos de tasas de ocupación, se observa un comportamiento similar entre la curva ajustada y la curva validada en todos los casos, lo que indica que el modelo funciona, no sólo para los datos ajustados, si no que para un conjunto de datos entregados aleatoriamente. Sin embargo, se observa que el modelo para ciclos mayores a 120 segundos o menores a 35 segundos puede presentar valores del MAPE sobre el 6%, lo que indica debilidades en valores extremos.

Como se mencionó anteriormente, los parámetros a y b al no poseer diferencias significativas, se pueden fijar en un único valor, quedando el modelo de la siguiente forma (en el caso de ocupar valores diferentes para cada modelo ver Tablas 3.8 y 3.9):

$$C_{op} = \frac{0,66L + 2,59}{0,51 - \left(\left(\frac{q_1^b w_1^b + k_1}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2k_1} \right) y_1 + \left(\frac{q_2^b w_2^b + k_1}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2k_1} \right) y_2 \right)} \quad (3.18)$$

$$k_1 = \begin{cases} 21446,00 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,00 pax/veh} \\ 23098,39 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,25 pax/veh} \\ 24873,36 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,50 pax/veh} \\ 27307,69 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,75 pax/veh} \\ 28830,78 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 2,00 pax/veh} \end{cases}$$

$$k_1(w^a) = 7591,5 \cdot w^a + 13724 \quad (3.19)$$

Las ecuaciones 3.19 y 3.21 son utilizadas para reemplazar los parámetros k_1 y k_2 , respectivamente, en situaciones en que la tasa de ocupación de automóviles se encuentra entre el rango 1,00 a 2,00 pax/veh, distinto a las tasas de ocupación fijadas para estimar dichas regresiones. El modelo generalizado para tiempos de verde se puede plantear de la siguiente manera:

$$ve_i = (c_o - L) \frac{y_i}{Y} \left(\frac{1}{2} + \frac{q_1^b w_1^b + k_2}{q_1^b w_1^b + q_2^b w_2^b + 2k_2} \right) \quad (3.20)$$

$$k_2 = \begin{cases} 10331,62 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,00 pax/veh} \\ 11026,02 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,25 pax/veh} \\ 11889,48 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,50 pax/veh} \\ 12869,50 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 1,75 pax/veh} \\ 13847,33 & \text{para tasas de ocupación de automóviles de 2,00 pax/veh} \end{cases}$$

$$k_2(w^a) = 3550 \cdot w^a + 6667,8 \quad (3.21)$$

Se debe mencionar una indicación para poder aplicar este método: la suma entre los dos verdes obtenidos no es cerrada; es decir, al sumarlos no se obtiene exactamente el tiempo de ciclo total menos las pérdidas, lo cual es debido a la complejidad de generar un modelo con estas condiciones. Sin embargo, dado que los valores de los tiempos de verde se usan como números enteros, su importancia relativa es menor. Es recomendable calcular en primera instancia el tiempo de verde correspondiente al factor de carga mayor y luego obtener el tiempo de verde del otro acceso a partir de ecuaciones de conservación.

En la Figura 3.30 se muestra la razón de razones de verde efectivo (μ_{TOC}/μ_{Ak}) de un acceso con buses, que existe entre el modelo de tasa de ocupación y el modelo de Akcelik, para una intersección aislada (ver Figura 3.29), al considerar un rango de valores para tasas de ocupación y flujo de buses. Se procedió a fijar el flujo y tasa de ocupación de automóviles en ambos accesos a 500 veh/h y 1,5 pax/veh, respectivamente, y se consideró buses en sólo uno de los accesos. El flujo de buses se varió entre 0 y 240 buses/h y las tasas de ocupación de ellos entre 0 y 160 pax/veh.

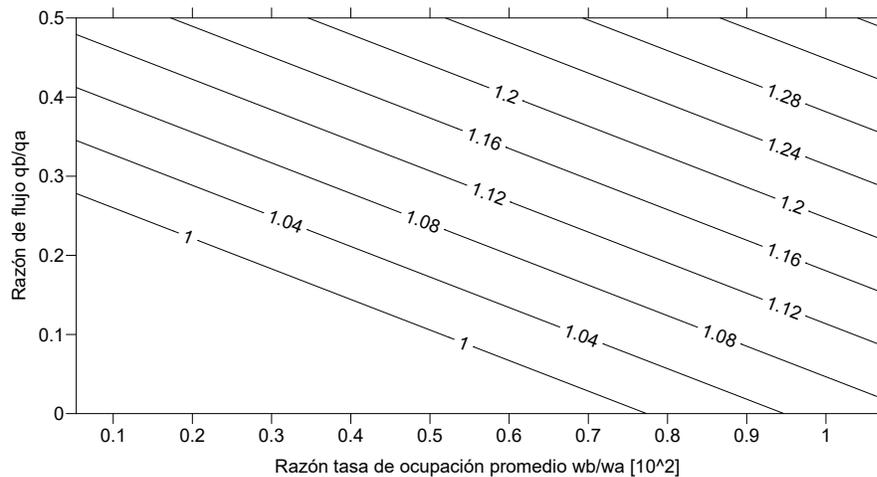


Figura 3.30: Curvas de nivel μ_{TOC}/μ_{Ak} para distintas razones de flujo y tasas de ocupación de buses y automóviles

La Figura 3.30 muestra que a medida que crezca la razón de tasa de ocupación y/o la razón de flujo, aumenta la diferencia entre las programaciones óptimas al considerar demoras vehiculares y demoras de personas en términos de tiempo de verde del semáforo. Además, se observa que para el mismo nivel de flujo de buses, al aumentar la tasa de ocupación la razón de verde del modelo de tasas de ocupación va creciendo, por ejemplo, si se considera una razón de flujo de 0.3 (Eje Y) para una razón de tasas de ocupación de 45 (Eje X) la diferencia entre las razones de verde es de un 12% (Curva 1.12). Ahora, para una razón de flujo de 0.4, con la misma razón de tasa de ocupación de 45, se obtiene un aumento del 16% (Curva 1.16) de la razón de verde efectivo. En este caso el tiempo de ciclo obtenido por el modelo de Akcelik corresponde a 74 segundos, el tiempo de verde a 42 segundos y la razón de verde efectivo a 0,549. En el modelo de tasas de ocupación el tiempo de ciclo es de 71 segundos, el tiempo de verde a 47 segundos y la razón de verde efectivo a 0,642.

Cabe destacar que estas curvas de nivel no son generalizables para todos los casos, ya que este es un caso particular, con niveles de factor de carga que determinan el tiempo de ciclo, por lo que las razones de verde efectivo están restringidas por esto. Lo relevante de las curvas de nivel mostradas es la relación que existe entre tasas de ocupación y flujo de buses.

3.4. Aplicación del Modelo a un Caso de Estudio

En esta sección se analizarán el caso de una intersección semaforizada aislada. La intersección a analizar corresponde a Blanco Encalada y Beauchef (5 pistas en cada acceso por Blanco Encalada y 2 pistas por acceso Beacuhef). Los datos de flujos fueron tomados el día 15 de Abril del 2014 entre las 18:30 y 19:30 horas. Sin embargo, como el modelo planteado fue estimado para el caso de máximo dos pistas por acceso, se realizará una modificación a los accesos reduciéndolos a 2 pistas (disminuyendo el flujo de vehículos privados proporcional al número de pistas). El flujo de buses se mantendrá en todos los accesos y el flujo de vehículos privados del acceso de Beauchef no se modificará. Esta intersección pertenece a una red de semáforos, pero en este caso será analizada como una intersección aislada. Se procederá a calcular el tiempo de ciclo óptimo con sus respectivos tiempos de verde ocupando el Modelo Akcelik 2, Modelo Akcelik 3 y el modelo que considera las tasas de ocupación de los buses y automóviles.

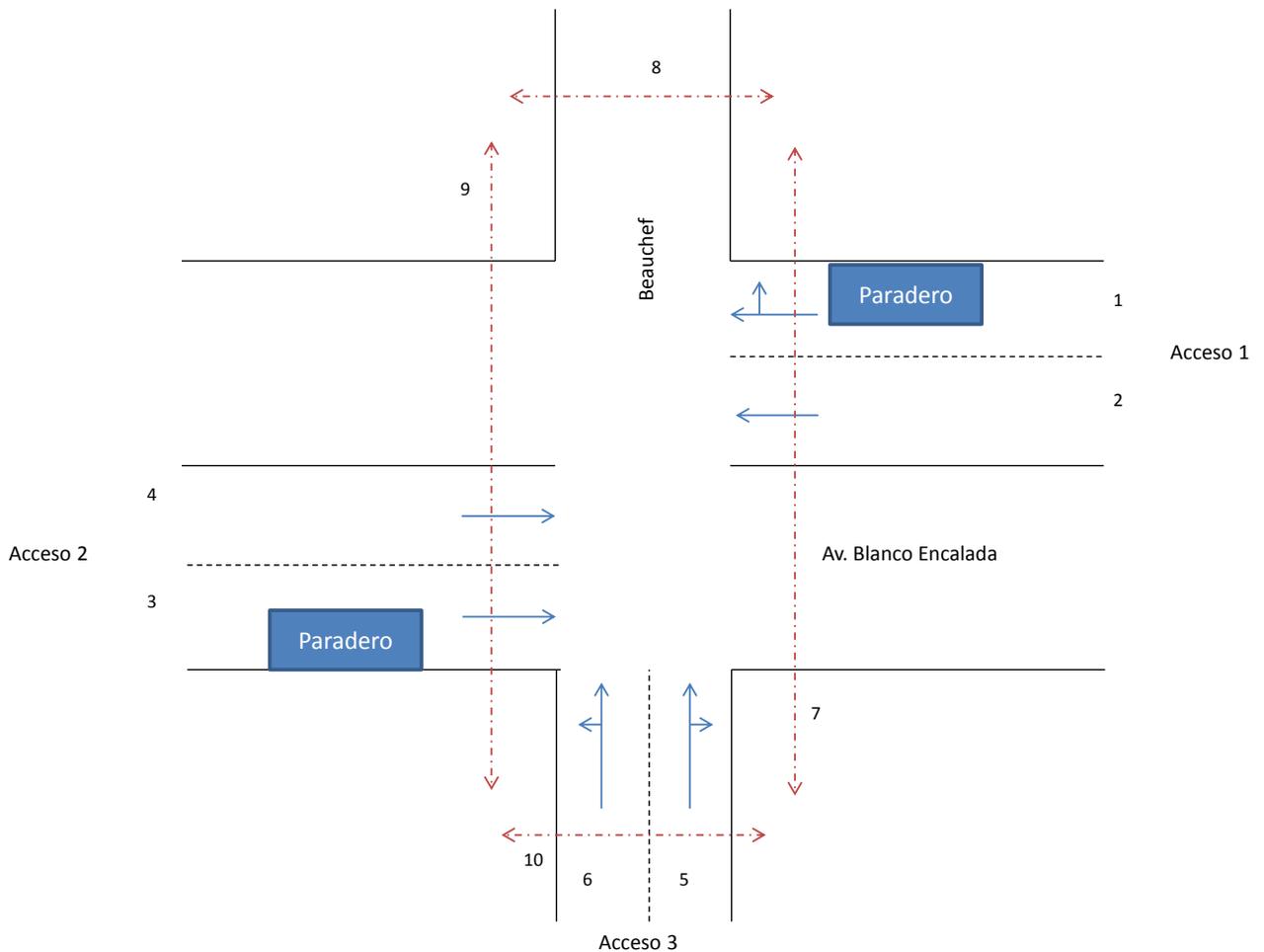


Figura 3.31: Intersección Beauchef con Blanco Encalada Modificada

La intersección con sus movimientos vehiculares y peatonales se encuentran en a Figura 3.31 y los diseños de fase en la Figura 3.32.

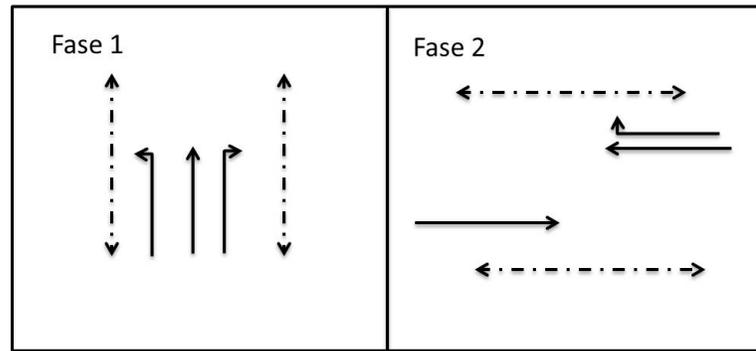


Figura 3.32: Diseño de Fases Intersección Beauchef con Blanco Encalada Modificada

En este caso se utilizarán los datos de la Tabla 3.15, los flujos de saturación de la Tabla 3.19 y los factores de equivalencia de la Tabla 3.18 que fueron obtenidos con la metodología planteada en UOCT (2013), basada en Gibson et al. (1997). Cabe destacar que los flujos de saturación fueron corregidos considerando tipos de vehículo, tipos de movimiento, pistas con paradero cercano y oposición peatonal. La oposición peatonal se realizó ocupando la ecuación presentada en Highway-Capacity-Manual (2010) dependiente de los flujos peatonales (ver Tabla 3.16) que amplifica el valor de los factores correspondientes a movimientos con viraje, generando una disminución del flujo de saturación. La disminución del flujo de saturación genera una reducción de la capacidad de la vía, captando de esta manera el efecto de los peatones.

Tabla 3.15: Parámetros del problema

Variable	Tiempo [s]
I_1	4
I_3	4
$\lambda_1 - \lambda_2$	1,4
l_1	5,4
l_3	5,4
L	10,8

Tabla 3.16: Flujo de peatones en intersección Beauchef con Blanco Encalada Modificada

Movimiento	Flujo peatones [peat/h]
7	446
8	287
9	201
10	197

Tabla 3.17: Flujo de vehículos caso Blanco Encalada Modificado

	Acceso 1 [veh/h]		Acceso 2 [veh/h]	Acceso 3 [veh/h]		
	Viran Derecha	Directos	Directos	Viran Derecha	Viran Izquierda	Directos
Automóviles	64	810	560	63	230	427
Mini Buses	0	6	5	0	0	0
Camiones	0	12	19	1	2	1
Buses Rígidos	0	43	31	0	3	0
Buses Articulado	0	15	20	0	0	0

Tabla 3.18: Factores de equivalencia compuestos por pista [veq/veh]

Pista	Auto	Buses Rígidos	Buses Articulado	Camiones	Mini Buses
1	1,07	1,66	2,49	1,58	1,37
2	1,01	1,36	2,04	1,58	1,12
3	1,00	1,66	2,49	1,58	1,37
4	1,01	1,36	2,04	1,58	1,12
5	1,08	1,77	2,66	1,98	1,46
6	1,07	1,67	2,18	1,74	1,20

Tabla 3.19: Factores de carga Blanco Encalada con Beauchef

Acceso	Pista	S [veq/h]	S_{total} [veq/h]	Flujo [veq/h]	$Flujo_{total}$ [veq/h]	y_i
1	1	1165	3134	372	1024	0,327
	2	1969		652		
2	3	1241	3210	256	681	0,212
	4	1969		425		
3	5	1898	3743	366	738	0,197
	6	1845		372		

Dado que el acceso 1 y 2 comparten la misma fase, se debe escoger el factor de carga más restrictivo entre estos dos (determinado por los movimientos críticos), por lo que los factores que determinan el factor de carga total corresponden a y_1 e y_3 , lo que resulta en un Y igual a 0,524.

Tabla 3.20: Resultados caso Blanco Encalada Modificado por acceso (Capacidades en [veq/h])

Modelo	Cop [s]	V_{1-2} [s]	V_3 [s]	μ_{1-2}	μ_3	Q_1	Q_2	Q_3	x_1	x_2	x_3
Akcelik 2	49	25	16	0,482	0,298	1509	1546	1115	0,68	0,66	0,66
Akcelik 3	46	23	15	0,470	0,296	1472	1507	1107	0,70	0,68	0,67
TOC	40	21	11	0,490	0,240	1536	1573	898	0,67	0,65	0,82

En este caso se observa que el tiempo de ciclo obtenido con el modelo de tasas de ocupación es un 13 % menor que el obtenido con el modelo de Akcelik 3. Se observa que las razones de verde efectivo de los accesos 1 y 2 aumentan en un 4 % (comparando con el modelo Akcelik 3), generando una disminución de un 19 % en la del acceso 3. Además, se observa que los grados de saturación del acceso 1 y 2 disminuyeron aproximadamente en un 3 %, aumentando el grado de saturación del acceso 3 en un 15 % alcanzando un valor menor al grado de saturación práctico para el diseño de intersecciones ($x < 0,85$). Cabe destacar que el modelo de tasas de ocupación, a diferencia de los modelos de Akcelik 2 y 3, deja de cumplir el principio de equisaturación entre los accesos.

Tabla 3.21: Capacidades y grados de saturación por pista caso Blanco Encalada Modificado

Modelo	Capacidad Pistas [veq/h]						Grados de saturación por pistas					
	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6
Akcelik 2	561	948	598	948	566	550	0,66	0,69	0,43	0,45	0,65	0,68
Akcelik 3	547	925	583	925	561	545	0,68	0,70	0,44	0,46	0,65	0,68
TOC	571	965	608	965	456	443	0,65	0,68	0,42	0,44	0,80	0,84

En la Tabla 3.21 se observa que los grados de saturación de cada pista se encuentran en el rango permitido. También, se observa que existe una disminución del grado de saturación de todas las pistas de los accesos 1 y 2. Las pistas del acceso 3 sufren un aumento aproximadamente igual que el análisis por acceso. En la Tabla 3.22 se muestran los valores de las demoras y la función objetivo en términos de vehículos y personas. Además, la última fila muestra la diferencia entre los modelos de Akcelik 3 y el de tasas de ocupación TOC.

Tabla 3.22: Demoras para vehículos y personas caso Blanco Encalada Modificado

Modelo	Demoras de la intersección	
	Vehículos [veh-h/h]	Personas [pax-h/h]
Akcelik 2	7,14	24,64
Akcelik 3	6,91	24,04
TOC	7,60	22,71
Diferencia [%]	10,0	-5,5

Comparando el modelo de Akcelik 3 con el de tasas de ocupación se observa que efectivamente los valores obtenidos para demoras de vehículos son menores en el modelo de Akcelik 3 y para las personas los valores son menores en el de tasas de ocupación, lo cual era esperable dado los objetivos de cada uno de los modelos. Se observa que en el enfoque que considera las demoras de las personas, éstas disminuyen en un 5,5 %; con lo que se concluye que existe

un beneficio al considerar las tasas de ocupación vehiculares en la función objetivo del problema, lo cual está en el orden de los resultados obtenidos por Ma et al. (2014), en donde el porcentaje de buses con respecto a los automóviles no sobrepasaba el 12 % en el acceso más cargado de buses y 7 % en el menos cargado. En este caso los buses no superan el 9 % en el acceso más cargado y 0,4 % en el menos cargado.

En la Tabla 3.23 se muestran las demoras de cada uno de los accesos en términos de vehículos y personas. Se observa que en promedio los accesos 1 y 2 mejoran en un 20 % y el acceso 3 empeora en un 51 % (para demoras de personas y vehículos). Sin embargo, al obtener la diferencia total del sistema, se ve reflejado un ahorro en términos de demora de personas (5,5 %) y un aumento de las demoras vehiculares (10 %).

Tabla 3.23: Demoras por acceso

Modelo	Acceso 1		Acceso 2		Acceso 3	
	Vehículos [veh-h/h]	Personas [pax-h/h]	Vehículos [veh-h/h]	Personas [pax-h/h]	Vehículos [veh-h/h]	Personas [pax-h/h]
Akcelik 3	2,54	12,84	1,46	6,40	2,91	4,80
TOC	2,04	10,32	1,17	5,15	4,39	7,24
Diferencia [%]	-19,7	-19,6	-19,9	-19,5	50,9	50,8

Además, se realizó un análisis de la variación del tiempo de ciclo en función de las demoras uniformes (du), por efectos aleatorios y sobresaturación (das) y totales (dt). Se generaron gráficos de las demoras y de la función objetivo del problema (demoras más detenciones, ver Figura 3.33).

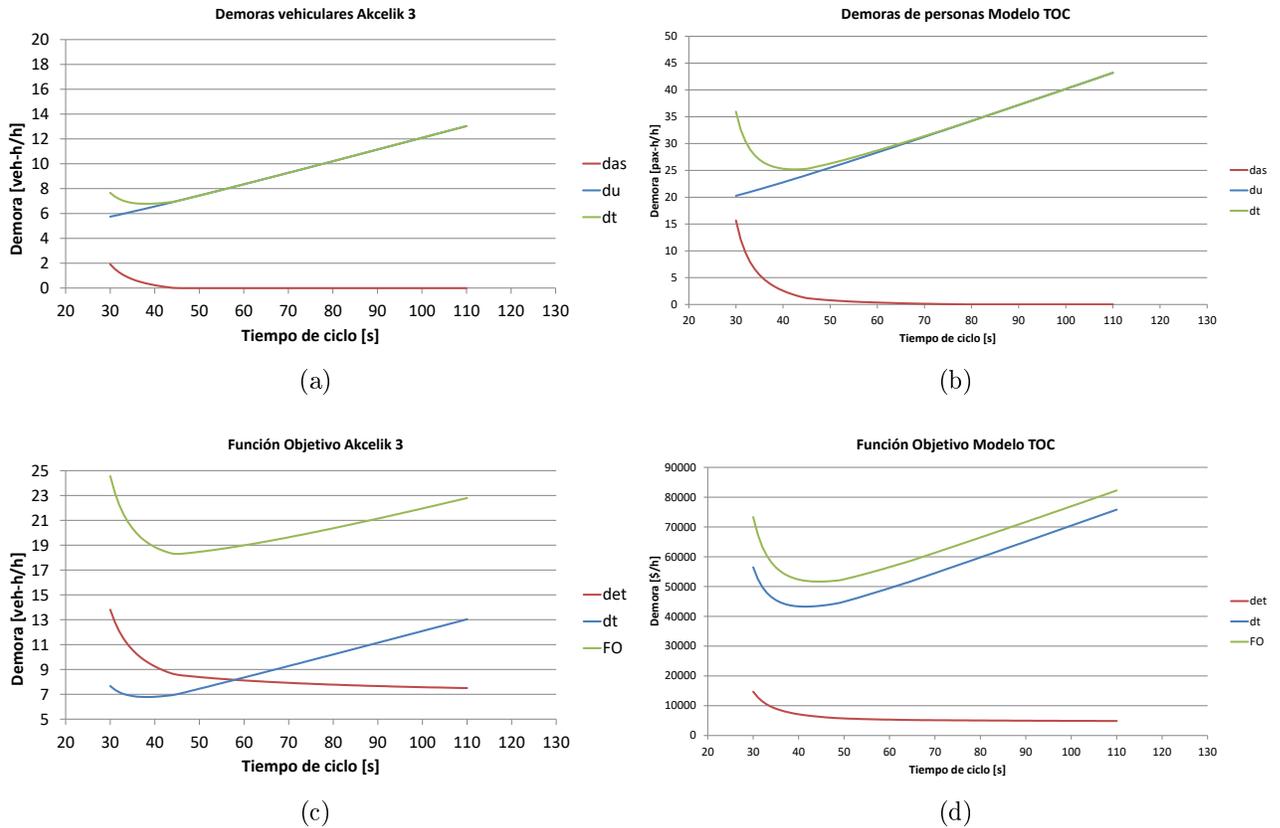


Figura 3.33: Caso Viel: (a) Demoras vehiculares Akcelik, (b) Demoras de personas Modelo TOC, (c) Función objetivo Akcelik, (d) Función objetivo Modelo TOC

En la Figura 3.33a se puede observar que el tiempo de ciclo óptimo se encuentra en los rangos entre 38 y 43 segundos y en la Figura 3.33c (agregando las detenciones) el tiempo de ciclo óptimo se encuentra entre los 45 y 50 segundos (coincide con el resultado de la Tabla 3.20), lo que quiere decir que el modelo de Akcelik 3 está estimando correctamente el tiempo de ciclo óptimo. Para la Figura 3.33b la curva de demoras totales indica un tiempo de ciclo óptimo entre los 39 y 45 segundos y si se agregan las detenciones (ver Figura 3.33d) el tiempo de ciclo óptimo está entre los 40 y 47 segundos, lo que reafirma la correcta estimación de las ecuaciones ajustadas del modelo de tasas de ocupación (ver Tabla 3.20) para este caso en particular. En este último caso el tiempo de ciclo disminuye para lograr aumentar la capacidad del acceso con buses de la intersección (aumentando la razón de verde efectivo).

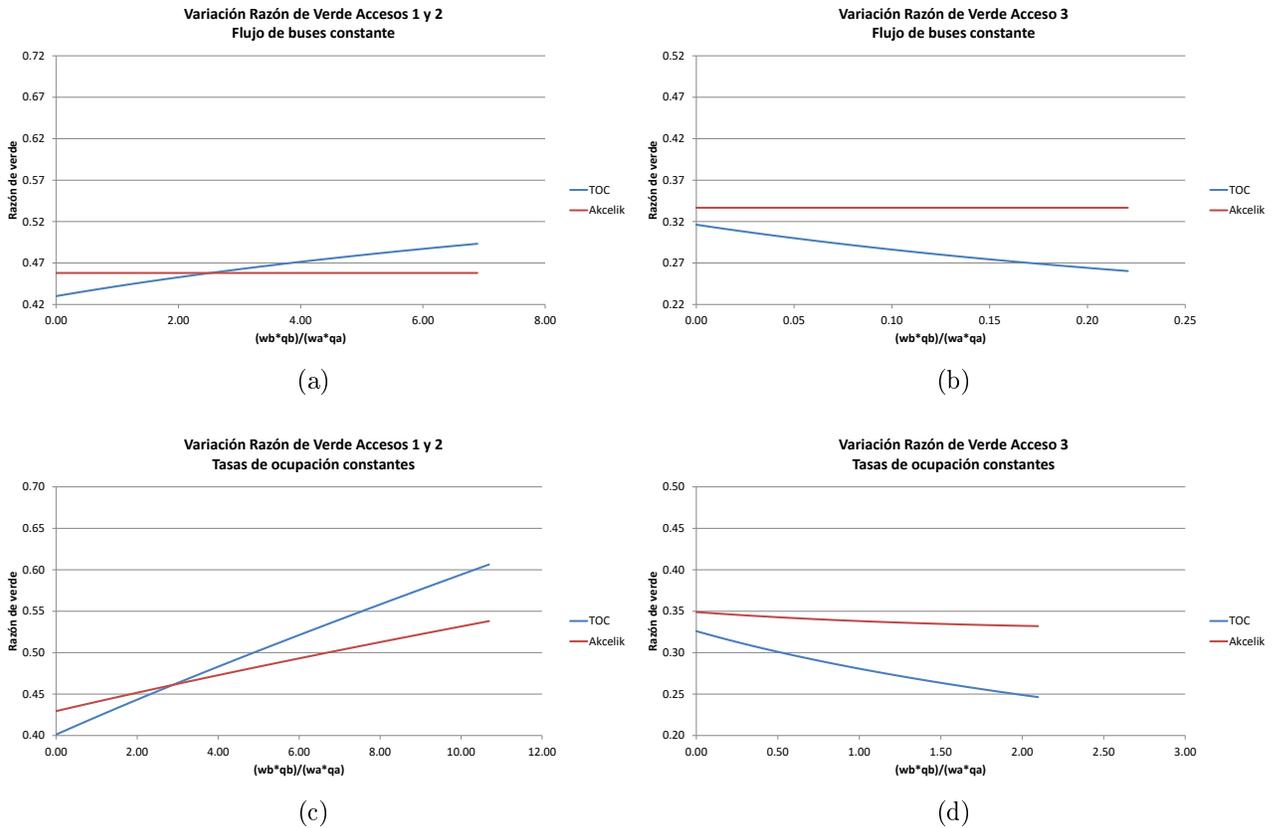


Figura 3.34: Caso 2: (a) Razón de verde efectivo accesos 1 y 2 con flujo de buses constante, (b) Razón de verde efectivo acceso 3 con flujo de buses constante, (c) Razón de verde efectivo accesos 1 y 2 con tasas de ocupación constantes, (d) Razón de verde efectivo acceso 3 con tasas de ocupación constantes

Finalmente, las Figuras 3.34a y 3.34b muestran cómo es el crecimiento de la razón de verde efectivo a medida que aumentan las tasas de ocupación, manteniendo los flujos constantes. Cabe destacar que el acceso 3, al tener una cantidad de sólo 3 buses, la variación entre la ponderación del flujo de buses con las tasas de ocupación es despreciable comparado con el otro acceso. Además, el acceso 2 está determinado por el flujo del acceso 1, al tener este último los movimientos críticos de la intersección. En este caso, para el modelo de tasas de ocupación, existe un cambio en las razones de verde con una pendiente aproximada de un 1% para los accesos 1 y 2 (ver Figura 3.34a), y una pendiente negativa de un 13% para el acceso 3 (ver Figura 3.34b). Cabe destacar que para el acceso 2 las curvas poseen una diferencia en sus razones de verde efectivo de 0,02 en el caso de que no existan buses en dicho acceso, debido a la diferencia de tiempos de ciclos entregados por los modelos.

Con respecto a las Figuras 3.34c y 3.34d, muestran cómo es el crecimiento de la razón de verde efectivo a medida que aumentan los flujos, manteniendo las tasas de ocupación constante. Se observa que el modelo de Akcelik es menos sensible que el modelo de tasas de ocupación a los cambios de flujo de buses, lo cual es lógico dado que en los tiempos de verde, el modelo de tasas de ocupación, depende directamente del flujo de buses y la tasa de ocupación.

Los resultados obtenidos en este caso de estudio con datos reales modificados para cumplir los supuestos del modelo, mostraron cambios en las razones de verde efectivo y en los grados de saturación de los accesos, beneficiando al que poseía mayor flujo de buses y tasas de ocupación, aumentando la saturación del otro acceso. En este capítulo se logró replicar la metodología para obtener el modelo de optimización de tiempo de ciclo de Akcelik (1981), el cual llevó al planteamiento de un modelo que se basara en las tasas de ocupación de los vehículos. Este modelo mostró mejoras y beneficios para el transporte público, particularmente en los ejes donde mayor cantidad de buses y pasajeros existía.

Se concluye, a partir del análisis de una intersección aislada, que existen casos en que la optimización de semáforos basada en tasas de ocupación de buses y automóviles genera un beneficio al sistema si se considera que sus elementos de estudio son las personas y no los vehículos. Además, el beneficio obtenido al minimizar demoras de personas alcanzó el 5,5 %, lo cual es un resultado relevante en el análisis de la optimización basada en las demoras de las personas en una intersección aislada, lo cual es comparable con el resultado obtenido por Ma et al. (2014), quienes obtuvieron beneficios entre el 4,5 % y 6,3 % para intersecciones aisladas. Este resultado también se encuentra en el orden de los beneficios obtenidos por Christofa et al. (2015) del 5,1 % para una red de semáforos con optimización en tiempo real.

Capítulo 4

Comparación Herramientas Computacionales: Histograma de Flujo de Buses

En este capítulo se compararán los modelos de tráfico correspondientes a dos herramientas computacionales que modelan el comportamiento real de los vehículos en un tramo de vía de la ciudad de Santiago. Se utilizará Transyt 15, que es un optimizador de programaciones de semáforo, pero que posee un modelo de tráfico a nivel mesoscópico, y Aimsun 8 que es un modelo de simulación de tráfico a nivel microscópico, es decir, posee un nivel de detalle elevado. Las diferencias en modelación que poseen ambos programas hacen surgir una duda acerca de las fortalezas y debilidades de estas herramientas, y de su potencial complementariedad para el estudio de programaciones óptimas de redes de semáforos. Es por esto que se compararán los histogramas de flujo de salida de buses con datos obtenidos en una intersección en Santiago versus los histogramas modelados con los programas computacionales. La inquietud con respecto al modelo de tráfico de Transyt 15 surge a partir de Gibson y Aguirre (1984) quienes plantean que el modelo de dispersión de buses de Transyt 8 (mismo modelo de tráfico en Transyt 15) no es el más adecuado, por lo que necesita un nivel de calibración y modelación detallado. Este problema está en la ecuación recursiva que posee una cota superior al tiempo de viaje, que produce un error en la reproducción del tiempo medio de viaje que es casi exactamente compensado si se usa para el factor de dispersión una fórmula aproximada distinta a la de Robertson (1969).

4.1. Descripción de la Red

Se realizaron grabaciones de video para tres puntos de la red de Blanco Encalada el día 23 de septiembre del año 2015 entre 18:00 y 19:00 (periodo punta tarde). En la Figura 4.1 se presentan los puntos de grabación denotados por líneas rojas, en los cuales se obtuvieron medidas de flujo, tiempos de viaje e histogramas de salida de buses.

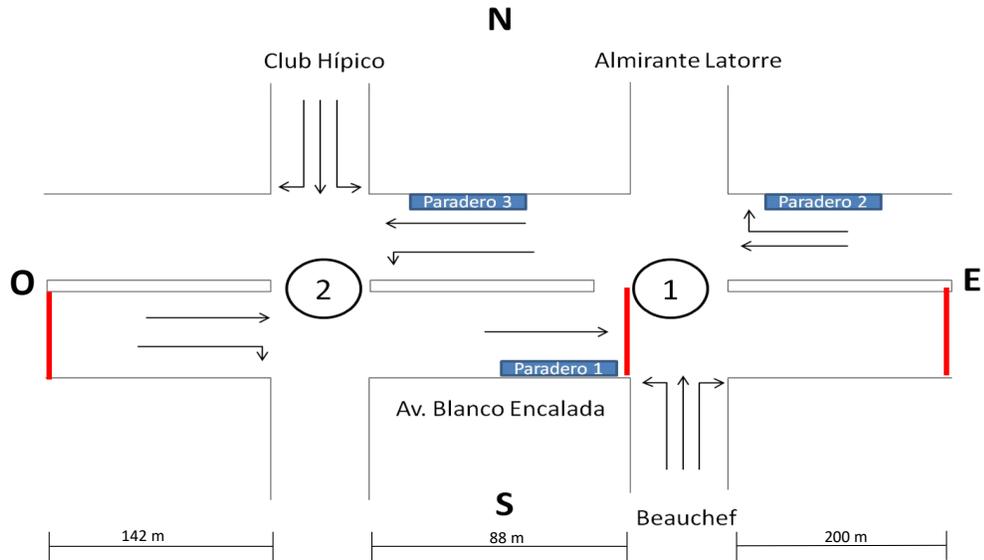


Figura 4.1: Puntos de grabación

Cabe destacar que todos estos datos se obtuvieron sólo en el sentido Oeste-Este. A continuación se presentan las matrices origen destino obtenidas a partir de las mediciones:

Tabla 4.1: Matriz OD Autos

Autos/h	O	N	E	S
O	-	-	1442	624
N	-	-	171	453
E	-	-	-	-
S	-	316	89	-

Tabla 4.2: Matriz OD Camiones

Camiones/h	O	N	E	S
O	-	-	27	15
N	-	-	4	7
E	-	-	-	-
S	-	-	-	-

Tabla 4.3: Matriz OD Buses

Buses/h	O	N	E	S
O	-	-	29	-
N	-	-	-	6
E	-	-	-	-
S	-	-	-	-

Tabla 4.4: Matriz OD Mini Buses

Minibuses/h	O	N	E	S
O	-	-	18	1
N	-	-	-	3
E	-	-	-	-
S	-	-	-	-

Los tiempos de detención promedio con sus respectivas desviaciones estándares se muestran a continuación:

Tabla 4.5: Tiempos de detención de buses en paradero 1

Paradero	Tiempo de detención promedio [s]	Desviación estándar [s]
Blanco/Beauchef	22	12

Además, se obtuvieron los tiempos de viaje a partir del análisis de los videos, realizando la identificación de los automóviles y buses en el principio y final del tramo, para así poder

calibrar la red. A continuación se muestra el tiempo de viaje obtenido por tipo de vehículo en la Avenida Blanco Encalada en la dirección Oeste-Este (de extremo a extremo):

Tabla 4.6: Tiempos de viaje medidos

Vehículo	Tiempo de viaje promedio [s]	Desviación estándar [s]
Auto	90	11
Bus	120	43

También, se obtuvieron los intervalos de pasada de buses aguas arriba del paradero 1, tanto para los que se detenían y para los que no lo hacían. Se muestran a continuación:

Tabla 4.7: Variabilidad de salida de buses

Tipo Bus	Intervalo promedio de pasada [s]	Desviación estándar [s]
Se detiene	106	98
No se detiene	299	203

Cabe destacar que del total de 47 buses, 23 se detuvieron en el paradero y 24 no lo hicieron, de los cuales 18 corresponden a Mini Buses. En la Tabla 4.8 se encuentra la programación de semáforos obtenida en terreno (ver Figura 4.3 para el diseño de fases).

Tabla 4.8: Programación actual

Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]				
		Int 1: Beauchef - Blanco		Int 2: Club Hípico - Blanco		
		Fase 1	Fase 2	Fase 1	Fase 2	Fase 3
104	9	38	58	44	36	9

Para la intersección 1 los entreverdes corresponden a 4 segundos (3 segundos de amarillo y 1 de todo rojo) y para la intersección 2 de 5 segundos (3 segundos de amarillo y 2 segundos de todo rojo). El desfase de 9 segundos indica que el verde de la fase 2 del semáforo de la intersección 1 se activa 9 segundos antes que el verde de la fase 2 de la intersección 2 (ver Figura 4.2). El diseño de fases se presenta en la Figura 4.3, en donde las líneas punteadas representan los movimientos peatonales, que no serán considerados en este análisis.

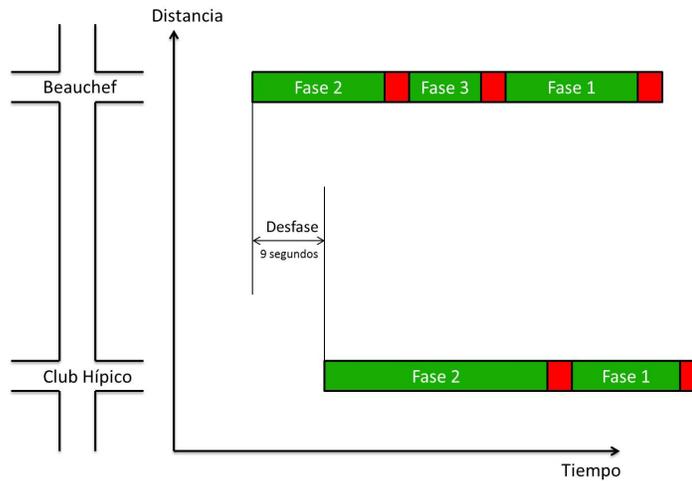
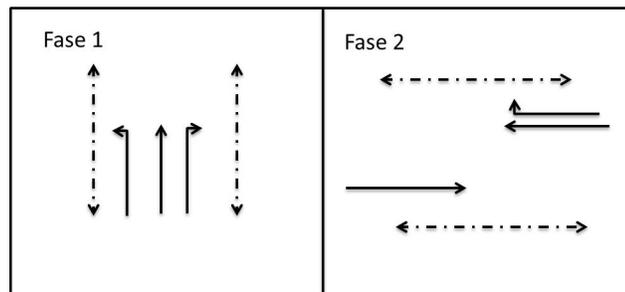
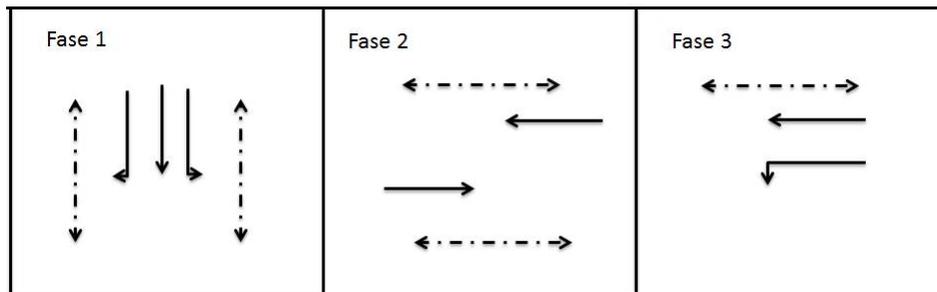


Figura 4.2: Diagrama de desfase



(a)



(b)

Figura 4.3: Diseño de fases: (a) Intersección Blanco Encalada con Beauchef, (b) Intersección Blanco Encalada con Club Hípico

Todos los datos anteriormente obtenidos se utilizaron para realizar una calibración de la red, con el objetivo de encontrar tiempos de viaje de buses y automóviles más cercanos a los reales. En el caso de Transyt, las variables de calibración fueron las velocidades de cruce para automóviles y buses. Además, la capacidad del paradero fue calibrada para lograr obtener los tiempos de viaje de buses medidos en terreno (valores y procedimientos serán explicados más adelante). En el caso de Aimsun se calibraron los siguientes parámetros de los vehículos: Velocidad máxima deseada, Aceleración máxima, Desaceleración máxima y Desaceleración normal.

4.2. Histogramas Situación Actual de la Red

A partir de un análisis detallado de los videos, se logró obtener un histograma de salida de buses en un punto de la red. En la Figura 4.4 se muestra el lugar donde fue obtenido este histograma, en la línea de detención de Blanco Encalada en dirección al oriente, en la intersección con Beauchef.

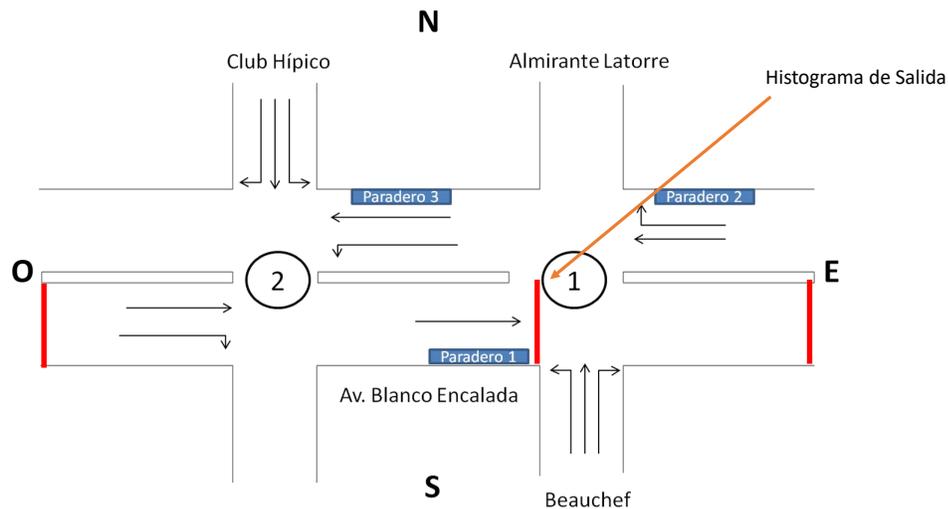


Figura 4.4: Punto de Salida Histograma

Los histogramas se obtuvieron considerando los parachoques delanteros de los buses en el punto indicado en la Figura 4.4 (justo en el momento que cruzaban la línea de detención). En cada uno de los ciclos se registró la cantidad de buses que pasaba por ese punto en cada uno de los intervalos de 1 segundo. La cantidad de ciclos obtenidos en la realización de los histogramas fue de 34. Luego, se sumaron los buses en cada uno de los intervalos, obteniendo un total de buses para cada segundo del ciclo. Es necesario mencionar que, se consideraron dentro de los histogramas de salida: buses grandes, articulados y mini buses. Se generaron seis tipos de histogramas para facilitar el análisis:

1. Buses en intervalos de 1 segundo
2. Buses que se detienen en el paradero en intervalos de 1 segundo
3. Buses que no se detienen en el paradero en intervalos de 1 segundo
4. Buses en intervalos de 4 segundos
5. Buses que se detienen en el paradero en intervalos de 4 segundos
6. Buses que no se detienen en el paradero en intervalos de 4 segundos

Para los histogramas de los tres primeros casos mencionados anteriormente, el inicio de verde para la fase 2 se encuentra en el intervalo 1. Para los últimos tres casos se generaron 26 intervalos de 4 segundos. Los gráficos de la Figura 4.5 poseen un color verde y rojo en el eje horizontal, los cuales corresponden al tiempo de verde y rojo del semáforo, respectiva-

mente. Cabe destacar que el largo total del eje horizontal corresponde a un ciclo completo. A continuación se muestran los histogramas de buses con intervalos de 1 y 4 segundos:

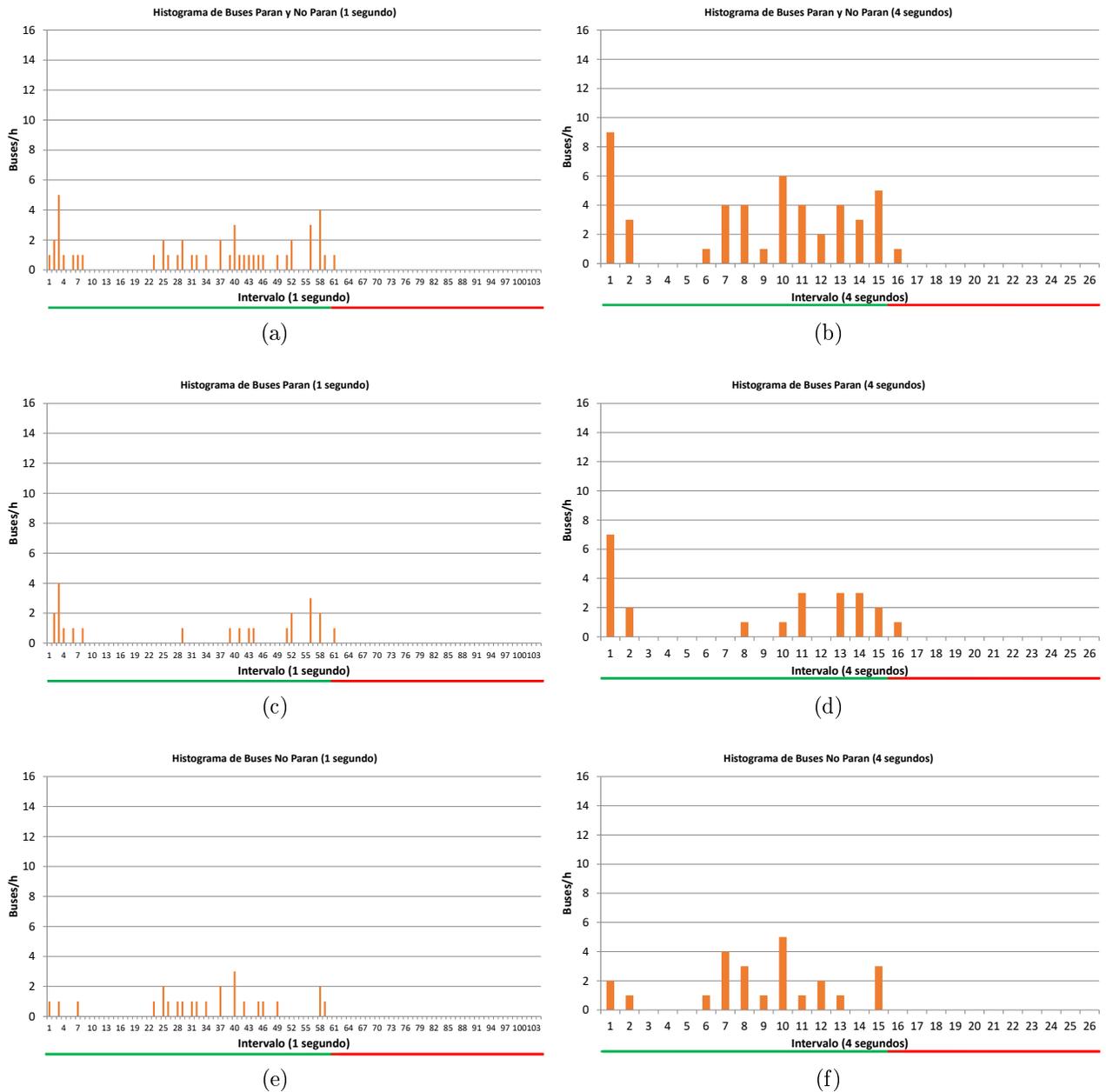


Figura 4.5: Histogramas situación actual: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero, (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero

Para facilitar la comprensión de los histogramas, el análisis se centrará en los histogramas divididos en intervalos de 4 segundos. Se observa en la Figura 4.5b que los buses se separan en dos grupos, el Grupo 1 (intervalos 1 al 5) contiene 12 buses que quedaron en cola en el ciclo anterior correspondientes al 23 % del total y el Grupo 2 (intervalos 6 al 16) contiene 35

buses que corresponden a los que vienen desde aguas arriba del paradero (77%) y alcanzan a ocupar el verde de la intersección aguas abajo del paradero. Además, se observa que el Grupo 2 tiende a una forma de pelotón. De los buses que paran (ver Figura 4.5d), hay 9 que lo hacen en el Grupo 1, lo que quiere decir que se quedaron en cola en el ciclo anterior. En el Grupo 2 hay 14 buses que paran, lo que indica que lograron ocupar la onda de verde. Con respecto a los buses que no paran (ver Figura 4.5f) se observa que los 3 buses presentes en el Grupo 1 se encuentran ahí dado que cruzaron la intersección anterior (aguas arribas del paradero) en sus últimos segundos del ciclo y quedaron en cola. En el Grupo 2 hay 21 buses que no se detienen y éstos simplemente aprovecharon la onda de verde dada por el desfase.

4.3. Histogramas de Red Modelada en Transyt 15

Se procedió a modelar la red en Transyt 15, ocupando el módulo de asignación de flujo a pista que posee el programa. A continuación se muestra la modelación de la red en Transyt:

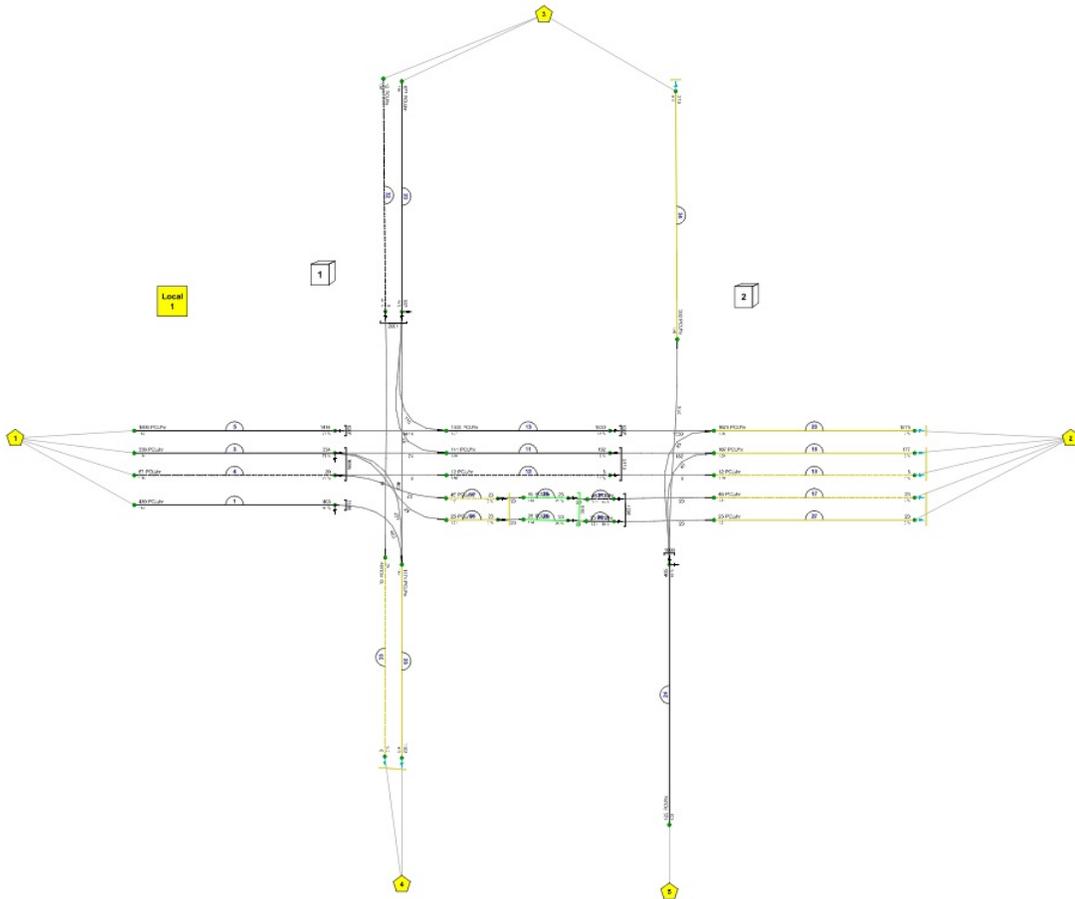


Figura 4.6: Red Modelada en Transyt 15

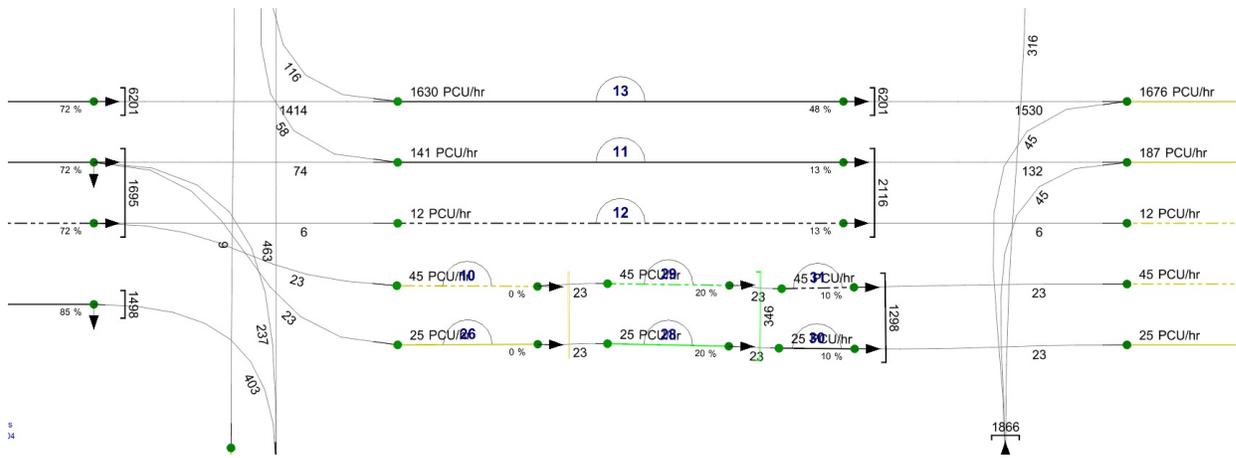


Figura 4.7: Detalle Paradero Modelado en Transyt 15

La pérdida inicial, ganancia final, factores de equivalencia por pista y flujos de saturación fueron calculados según la metodología planteada por Gibson et al. (1997). Los flujos de saturación básico de cada pista son los valores presentados en el cuadro 4-1 de UOCT (2013):

Tabla 4.9: Flujo de saturación básico (ADE/h-pista)

Periodo	Pista Derecha	Pista Izquierda	Pista Central
Punta Mañana	2055	2121	2292
Otro	1933	1992	2141

Fuente: UOCT (2013)

Los valores de la Tabla 4.9 fueron corregidos por ancho de pista (2,8 metros para Blanco Encalada y 4,0 metros para Beauchef/Club Hípico), por tipo de vehículo y tipo de movimiento. Los factores de viraje utilizados fueron de 1,15 para viraje amplio y 1,25 para viraje cerrado (MDS-Sectra, 2013). Además, la pista que se encuentra aguas abajo del paradero y aguas arriba de la línea de detención de la intersección de Beauchef, es considerada una pista en el cual su flujo de saturación está determinado por la distancia a la que se encuentra del paradero, por lo que se utilizó la metodología presentada en UOCT (2013) para corregir el flujo de saturación. Dado que el factor compuesto para corregir el flujo de saturación básico depende de la composición del flujo por pista, se iteró a partir de una asignación inicial de flujo dada por Transyt hasta lograr la convergencia. Cabe destacar que al utilizar el módulo de asignación de Transyt, éste sólo permite considerar un factor de equivalencia por tipo de vehículo (independiente la pista en que se encuentren), por lo que se calculó un factor de equivalencia ponderado según el flujo de cada pista (resultados de flujos de saturación y factores de equivalencia se pueden ver en el Anexo C).

Las variables calibradas en Transyt fueron la velocidad de cruce para los automóviles, 28 km/h para arco Blanco Encalada entre Club Hípico y Beauchef y 30 km/h para los demás arcos, y la velocidad de cruce para los buses, 28 km/h para arco Blanco Encalada entre Club Hípico y Beauchef y 33 km/h para los demás arcos. Con estos valores se alcanza el tiempo de viaje de los automóviles con un error del 3 % y para los buses del 1 %. La tasa de aceleración y frenado utilizada para los buses fue de $1,27 \text{ m/s}^2$ (Fernández et al., 2005). Se utilizó un

recurso especial del software para poder crear el paradero: se creó un cuello de botella del largo correspondiente al paradero (ver Figura 4.7) según lo indica Fernandez et al. (2006). Como se mencionó anteriormente la capacidad del paradero fue calibrada partiendo de un valor dado por la tabla de capacidades de paraderos de buses de Gibson y Fernandez (1995), en el cual se obtuvo un valor de 133 buses/h (número de sitios igual a 2 con operación ordenada), pero fue modificada hasta alcanzar el valor de 175 buses/h para lograr la calibración de la red. Esto fue necesario debido a que en los videos se observaron buses con demoras provocadas por la congestión en el paradero, no superando los 2,5 segundos, por lo que era necesario ajustar el valor de 133 buses/h, que provocaban una demora por cola excedente de aproximadamente 4 segundos.

Además, dado que Transyt posee dos modelos de tráfico (ver Sección 2.4.2), Modelo de Dispersión de Pelotones (PDM) o Modelo de Transmisión de Celdas (CTM), primero se procedió a ocupar el PDM para todos los arcos y luego, para el arco intermedio (entre Club Hípico y Beauchef), se cambió a CTM (modelo para arcos cortos y/o congestionados).

4.3.1. Histogramas de Red Modelada con PDM

A continuación se presentan los histogramas de salidas de buses obtenidos con Transyt 15 en intervalos de 1 y 4 segundos para el modelo PDM en el mismo punto de la sección anterior:

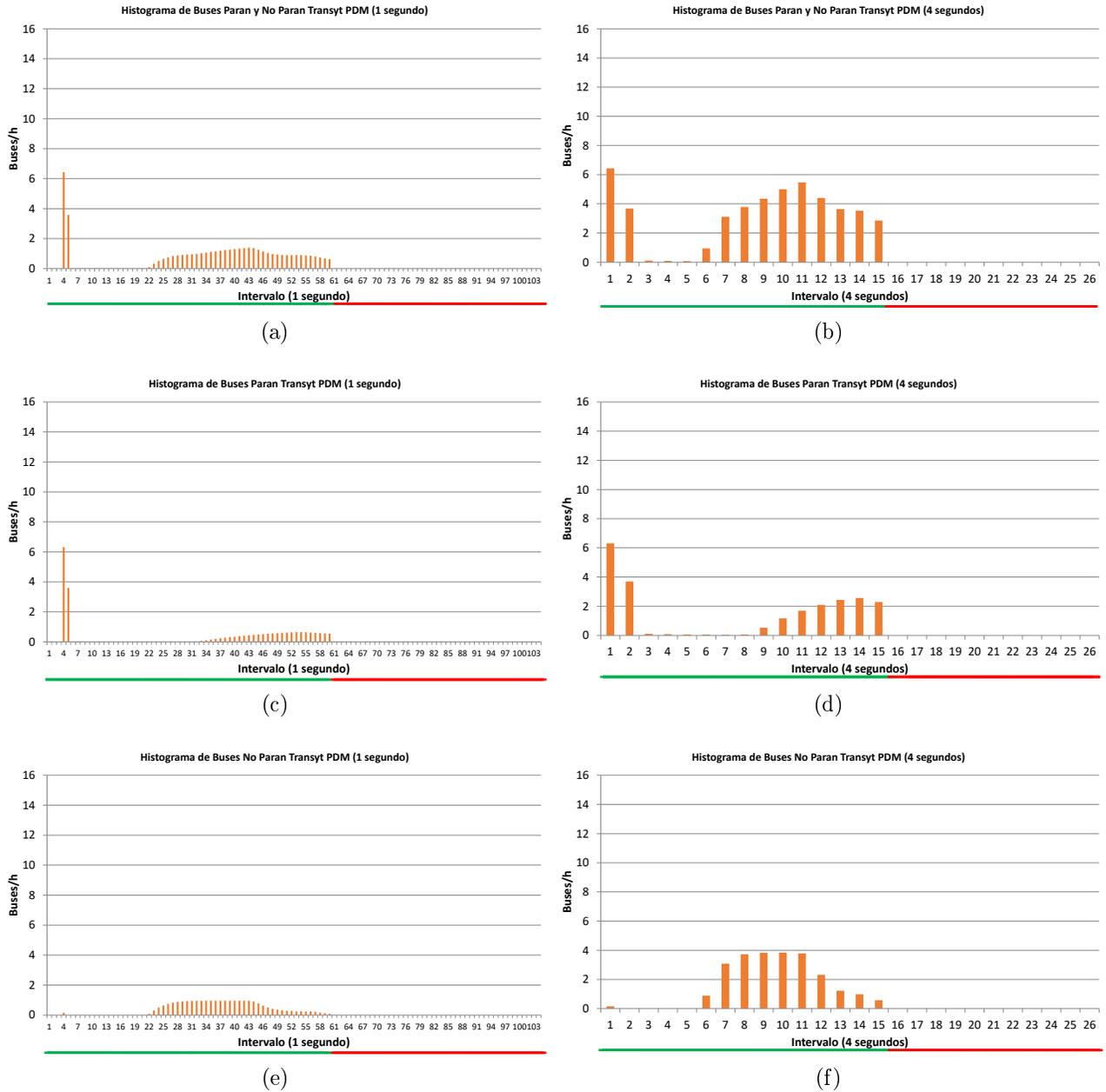


Figura 4.8: Histogramas situación actual en Transyt 15 con PDM: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero, (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero

Analizando la Figura 4.8b se observa que en el Grupo 1 hay 10 buses correspondiente al 21 % del total. En el Grupo 2 hay 37 buses los que corresponden al 79 % del total. Observando los buses que paran (ver Figura 4.8d), todos los buses del Grupo 1 del histograma anterior son buses que realizan detención en el paradero, y 13 restantes se encuentran en el Grupo 2. De los buses que no paran (ver Figura 4.8f), se observa que los 24 buses se encuentran en el Grupo 2, es decir, ninguno quedó en cola del ciclo anterior.

Además, es necesario destacar, que en las Figuras 4.8a, 4.8c y 4.8e, el primer vehículo siempre está en el intervalo número 4, ya que en Transyt los vehículos se descargan a una tasa igual al flujo de saturación después de la pérdida inicial – modelo binario de descarga, CONASET (2012) – lo que podría sobrestimar las salidas reales.

4.3.2. Histogramas de Red Modelada con CTM

Dado que el modelo de transmisión de celda no permite agregar la detención de los buses en el paradero (Binning, 2015), se debe modificar la velocidad de los buses en ese arco para poder alcanzar la calibración deseada (velocidad de crucero de los buses en el arco paradero de 15 km/h). Con estos valores se alcanzó un error de la calibración del 2% para los buses y del 3% para los automóviles. A continuación se presentan los histogramas obtenidos con Transyt 15 en intervalos de 1 y 4 segundos para el modelo CTM:

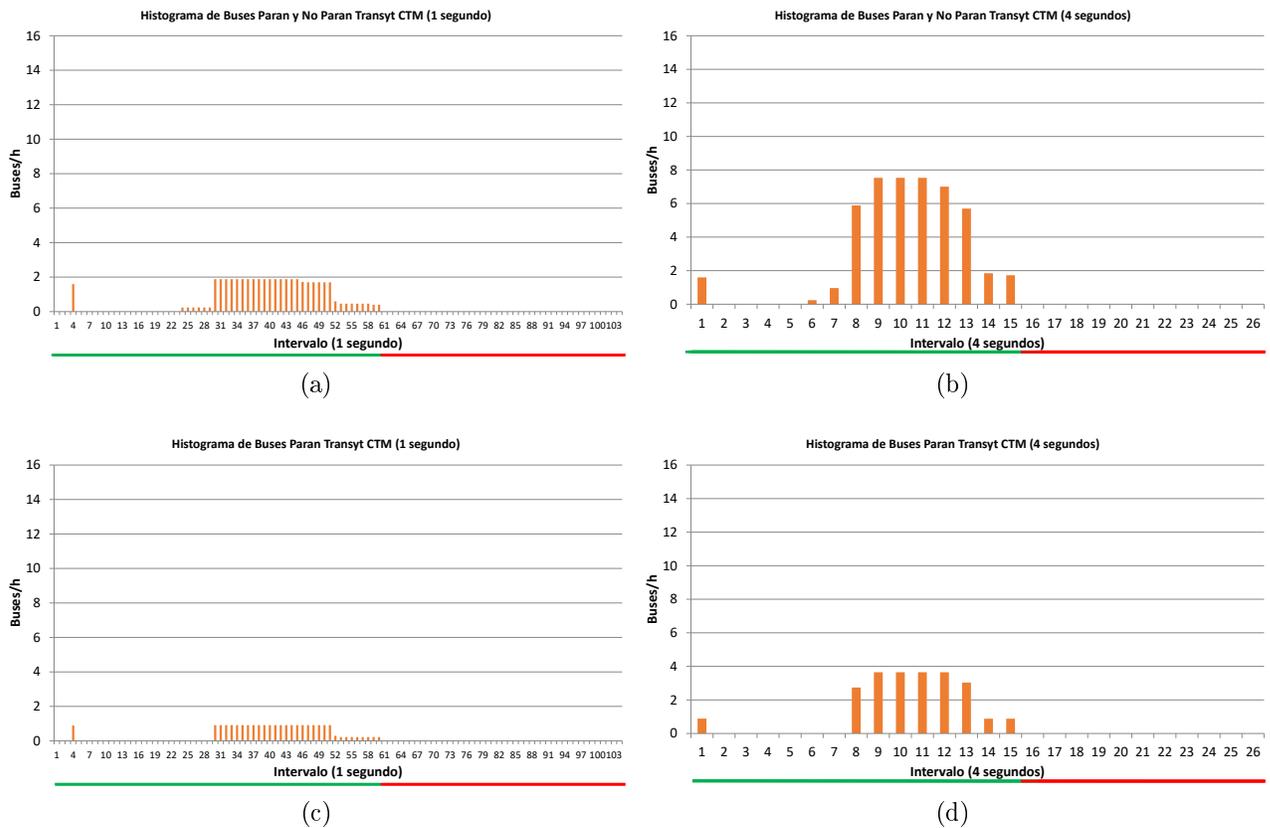


Figura 4.9: Histogramas situación actual en Transyt 15 con CTM: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero

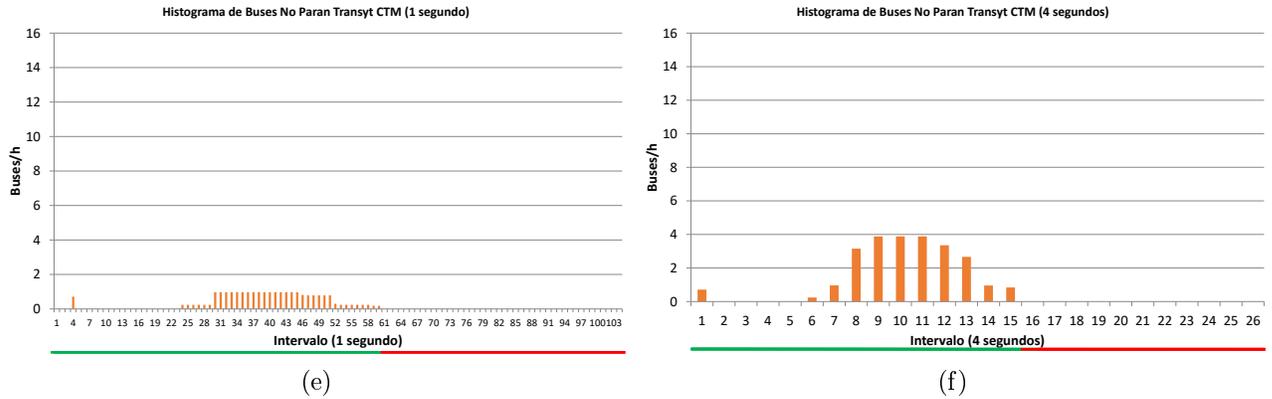


Figura 4.10: Histogramas situación actual en Transyt 15 con CTM: (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero

En la Figura 4.9b se observa que en el Grupo 1 hay sólo 2 buses que quedaron en cola del ciclo anterior, que corresponden al 4 % del total y en el Grupo 2 hay 45 buses que corresponden al 96 % del total. De todos los buses del Grupo 1 existe 1 bus que se detiene y 1 que no lo hace (ver Figura 4.10f). Se observa que este modelo no capta en su totalidad la detención de los buses, a pesar de la calibración de velocidades realizada, lo que indica que este modelo subestima los tiempos de detención en paraderos, lo que se ve reflejado en los buses que no quedan en cola debido al ciclo anterior.

4.4. Histogramas de Red Modelada en Aimsun 8

Se procedió a modelar la red en Aimsun 8 con el nivel de detalle correspondiente (incluyendo variabilidad de tiempos de detención y salidas de buses). La calibración se realizó partiendo de valores base para los automóviles (Velasco y Coeymans, 2005) y los valores por defecto de Aimsun para buses. Se calibró la Velocidad máxima deseada, Aceleración máxima, Desaceleración máxima y Desaceleración normal. A continuación se muestra la modelación de la red en Aimsun:

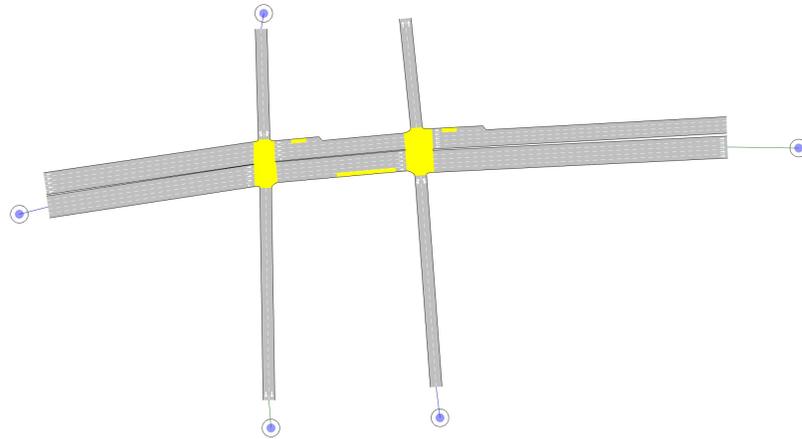


Figura 4.11: Red Modelada en Aimsun 8

En las Tablas 4.10 y 4.11 se muestran los resultados de la calibración para automóviles y buses, respectivamente.

Tabla 4.10: Parámetros de calibración automóviles Aimsun

Parámetro	Automóviles			
	Media	Desviación estándar	Mínimo	Máximo
Velocidad máxima deseada [km/h]	30,00	10,00	20,00	40,00
Aceleración máxima [m/s^2]	2,00	0,20	1,00	2,50
Desaceleración normal [m/s^2]	4,00	0,25	3,50	4,50
Desaceleración máxima [m/s^2]	6,00	0,50	5,00	7,00

Tabla 4.11: Parámetros de calibración buses Aimsun

Parámetro	Buses			
	Media	Desviación estándar	Mínimo	Máximo
Velocidad máxima deseada [km/h]	45,00	5,00	30,00	45,00
Aceleración máxima [m/s^2]	1,30	0,30	1,30	1,60
Desaceleración normal [m/s^2]	4,00	0,00	1,50	4,50
Desaceleración máxima [m/s^2]	6,00	1,00	3,00	6,00

Se realizaron 10 réplicas de las cuales se obtuvo un promedio. En primera instancia se mostrarán los resultados del promedio obtenido para los intervalos de 1 y 4 segundos:

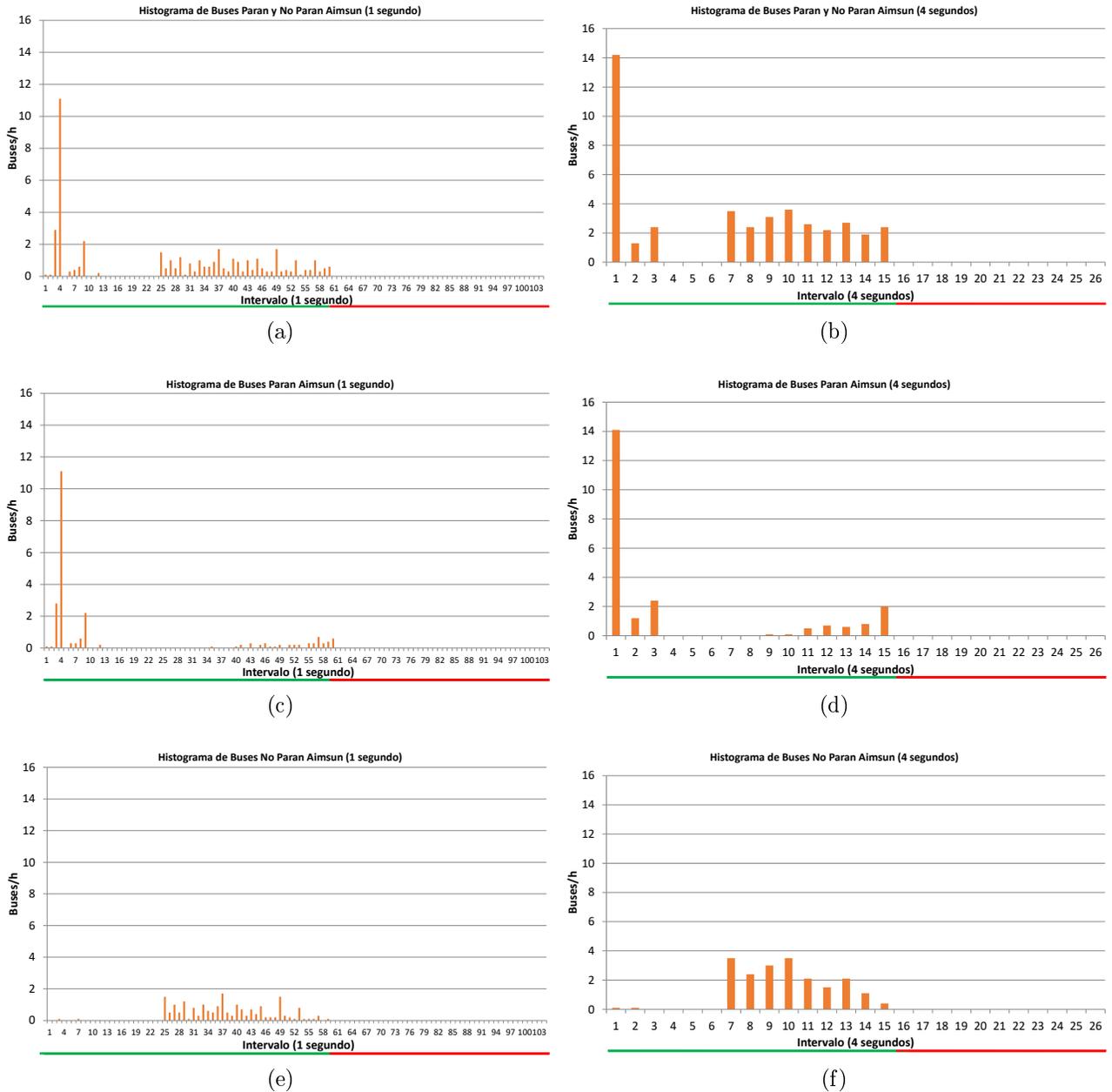


Figura 4.12: Histogramas situación actual en Aimsun: (a) Intervalo 1 segundo, (b) Intervalo 4 segundos, (c) Intervalo 1 segundo buses se detienen en el paradero, (d) Intervalo 4 segundos buses se detienen en el paradero, (e) Intervalo 1 segundo buses no se detienen en el paradero, (f) Intervalo 4 segundos buses no se detienen en el paradero

Se observa en la Figura 4.12b que hay 17 buses en el Grupo 1 correspondiente al 36 % del total y 30 buses en el Grupo 2 correspondientes al 64 % del total. Analizando la Figura 4.12d se hace notar que todos los buses del Grupo 1 se detienen en el paradero. En el intervalo 1 hay 14 buses que al tener una detención larga quedaron en cola en el ciclo anterior, pero hay 1 bus que se encuentra en el intervalo 2, y su salida tardía es debido al comportamiento del conductor que se toma un tiempo para partir (se observa este comportamiento en los videos). Los dos buses que se encuentran en el intervalo 3, corresponden a buses que se detienen por un periodo muy pequeño en el paradero. Este resultado es efecto de la variabilidad de tiempo en las detenciones en paraderos, que el modelo Aimsun captura a través de la desviación estándar de los tiempos de detención (uso de distribución de probabilidad normal). Dado que los datos obtenidos a partir de los videos corresponden a una situación particular en un día específico, es necesario analizar cada una de las réplicas. A continuación se muestran los histogramas de las 10 réplicas en intervalos de 4 segundos:

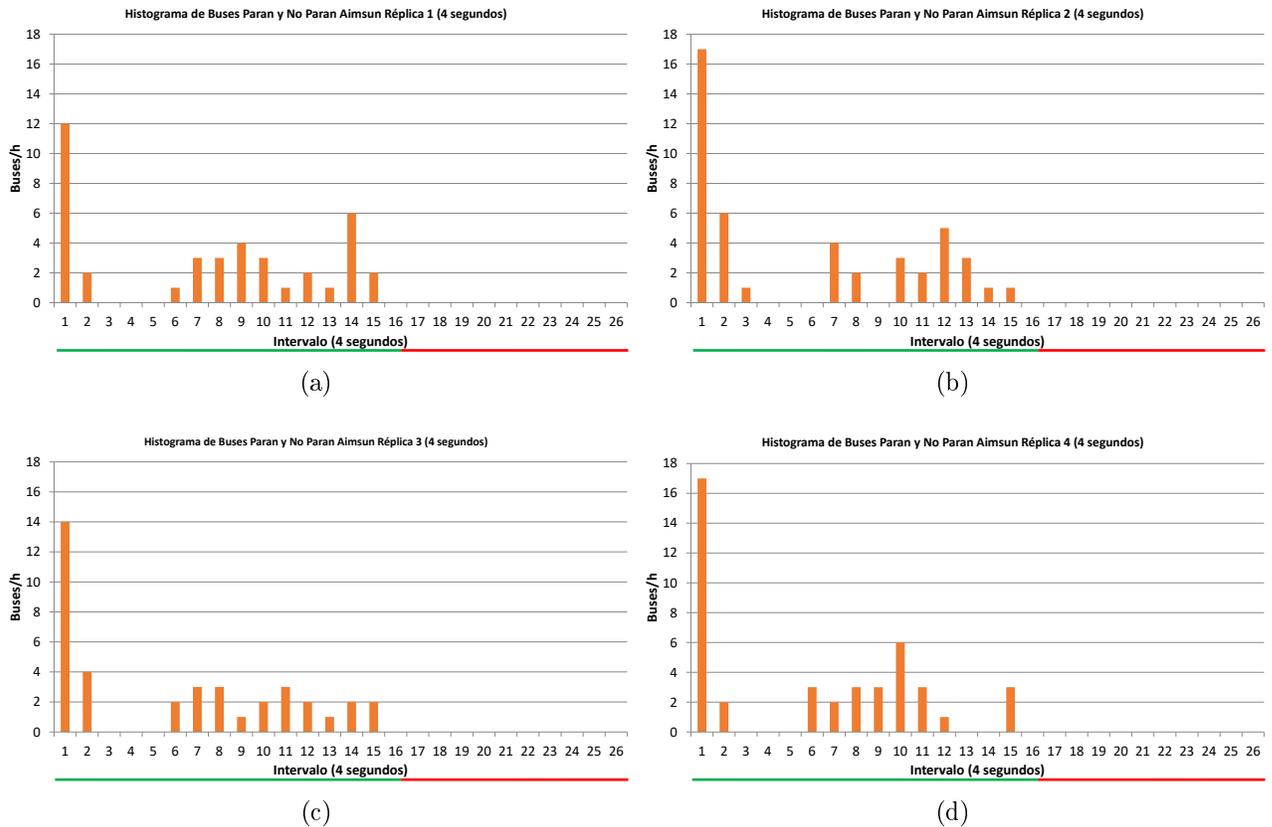


Figura 4.13: Histogramas Réplicas en Aimsun: (a) Réplica 1, (b) Réplica 2, (c) Réplica 3, (d) Réplica 4



Figura 4.14: Histogramas Réplicas en Aimsun: (e) Réplica 5, (f) Réplica 6: (g) Réplica 7, (h) Réplica 8 (i) Réplica 9, (j) Réplica 10

4.5. Síntesis y Análisis de Histogramas Obtenidos

Para facilitar la comprensión de los histogramas, el análisis se centrará en los histogramas divididos en intervalos de 4 segundos. Se observa que el histograma de la situación actual con buses que se detienen y que no se detienen (ver Figura 4.15a) puede ser separado en dos grupos, el Grupo 1 que considera los intervalos 1 a 5 y el Grupo 2 que considera los intervalos 6 a 16. Se observa que en el Grupo 1 hay una salida de 12 buses (23 %) y en el Grupo 2 una

salida de 35 buses (77%). El intervalo 1 puede ser explicado por la espera de los buses en la línea de detención y su salida al momento que el semáforo inicia el verde, pero los 3 buses situados en el intervalo 2 se deben a un comportamiento particular de los conductores, que en ocasiones no están atentos a la luz verde del semáforo y simplemente se quedan detenidos, por lo que el tiempo de reacción de ellos es muy influyente. El comportamiento del Grupo 2 es bastante variable dado que existe un paradero aguas arriba de la intersección que es determinante en la salida de los buses.

Si se analiza el histograma de Transyt obtenido con el modelo PDM (ver Figura 4.15b) se observa que en el Grupo 1 se tiene una salida de 9 buses, por lo que estaría modelando de buena manera la salida por la espera del verde y en el intervalo 2 existen 3 buses, lo cual coincide con el histograma real. Con respecto al Grupo 2, se observa una distribución bien definida; esto debido a que Transyt funciona a partir de un modelo matemático de cálculo, por lo que tampoco capta el comportamiento variable de las salidas en dicho segmento. La situación real se asemeja a una salida del tipo pelotón, pero como ya se mencionó el comportamiento de los conductores genera una distorsión en el histograma real (ver Figura 4.15a). Cabe destacar que en los intervalos 3 a 5 de los histogramas obtenidos con el modelo PDM se observan pequeñas mediciones de flujo de buses, debido a que Transyt asume que existe una probabilidad baja de que buses tengan tiempos de viaje muy grandes, por lo que un pequeño porcentaje se mueve muy lento.

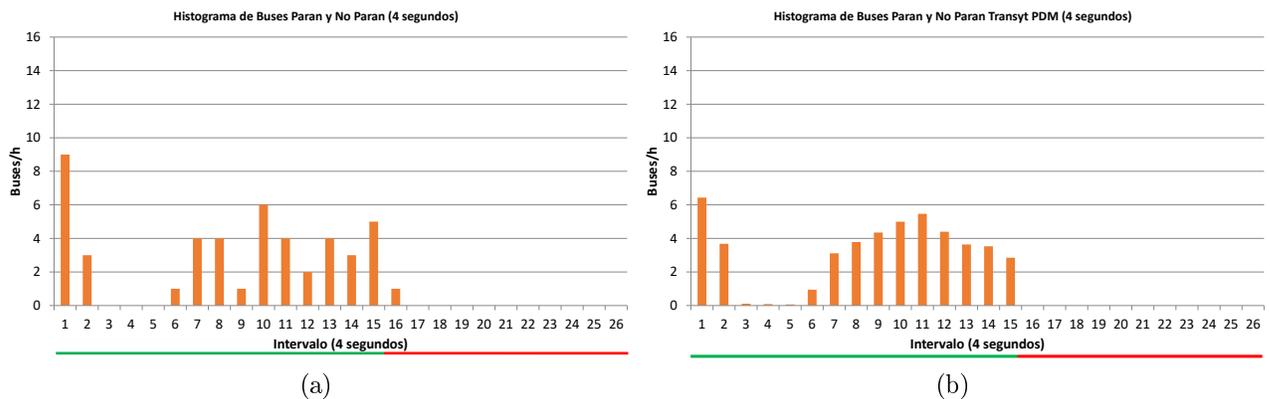


Figura 4.15: Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt PDM

Si se analiza el histograma de Transyt obtenido con el modelo CTM (ver Figura 4.16b) se observa que existen 2 buses en el intervalo 1, lo cual se aleja de la situación real (ver Figura 4.16a) debido a que este modelo no logra modelar las detenciones en el paradero, a pesar de la disminución de las velocidades de cruce de los buses en este arco. Es por esto que el modelo presenta limitaciones para poder asemejarse a la realidad.

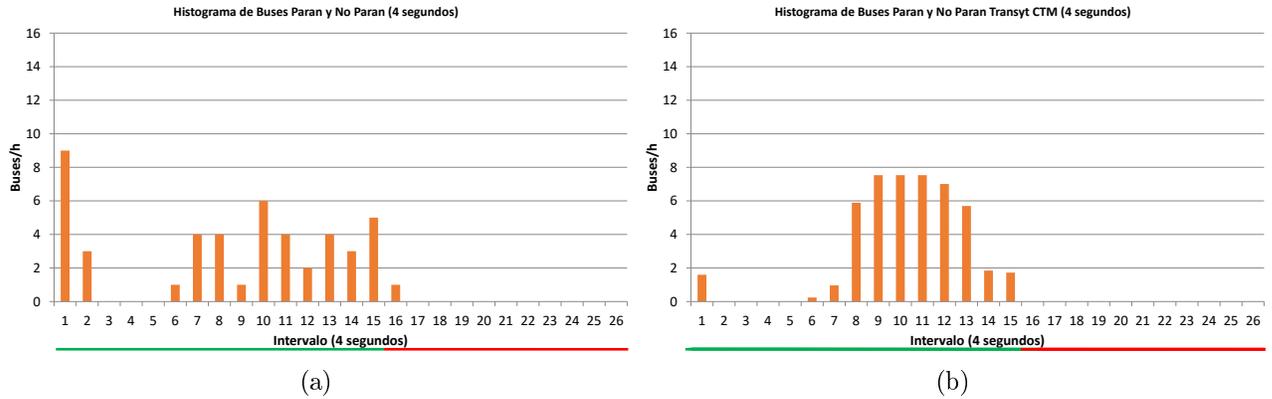


Figura 4.16: Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt CTM

Ahora, si se analiza el histograma correspondiente a Aimsun (ver Figura 4.17b) se observa que existen 14 buses que salen en el intervalo 1, y 3 buses en los intervalos 2 y 3, por lo que se tiene una concentración del 36 % de las salidas en el Grupo 1 y del 64 % en el Grupo 2. Lo interesante de analizar en este histograma, es que el Grupo 2 posee variabilidad en sus salidas, por lo que Aimsun sí estaría rescatando este efecto de la situación real. Al comparar los MAPE obtenidos en cada uno de los casos, resulta que el MAPE usando el modelo de Aimsun es de 30,2 %; luego, con un valor cercano, siendo el menor de todos, está el MAPE de Transyt PDM igual a 29,4 %. Finalmente, el MAPE más alto (se aprecia en los gráficos su variabilidad) corresponde al del modelo Transyt CTM con un valor de 63,4 %.

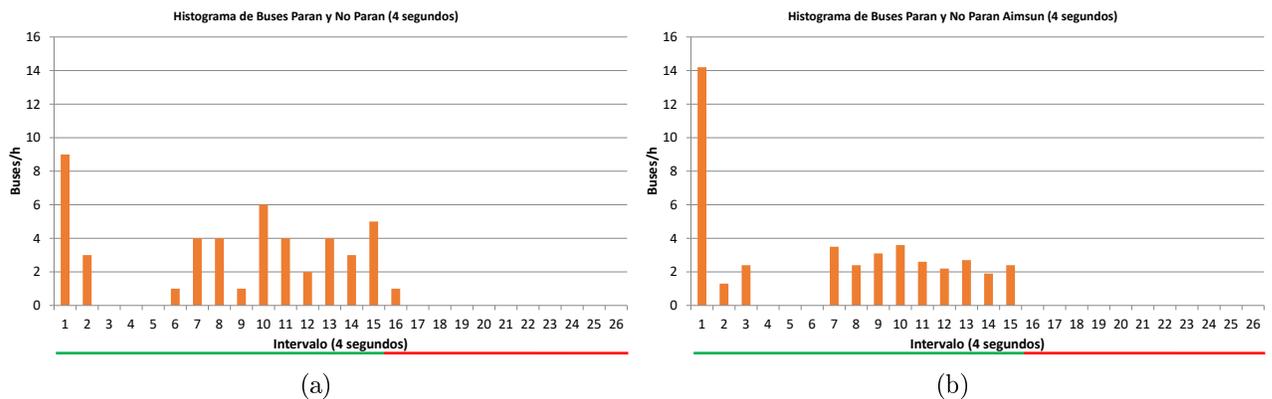


Figura 4.17: Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun

Cabe destacar que es necesario analizar cada una de las réplicas de Aimsun con las que se obtuvo este promedio, para observar si es que existe algún parecido entre alguna de ellas y la situación real. Si se observa la Réplica número 1 (ver Figura 4.18b), en el Grupo 1 hay 14 salidas de buses, lo que corresponde a un 30 % del total; además se observa un comportamiento de la variabilidad del Grupo 2 parecida a la situación real. Esto se debe a que los datos medidos en terreno corresponden a una hora en un día en particular, lo que

indica que esa situación es solamente una réplica de la realidad, por lo que resulta necesario analizar cada una de las réplicas. El MAPE obtenido en este caso corresponde a 33,7%. Esta réplica es la que mejor coincide en términos de forma y cantidad de buses en algunos intervalos. Si se analiza el menor MAPE de las réplicas, éste corresponde a la Réplica 3 con un valor de un 23 %, sin embargo, si se observa el comportamiento del gráfico con respecto al real, poseen diferencias notorias (ver Figura 4.13c).

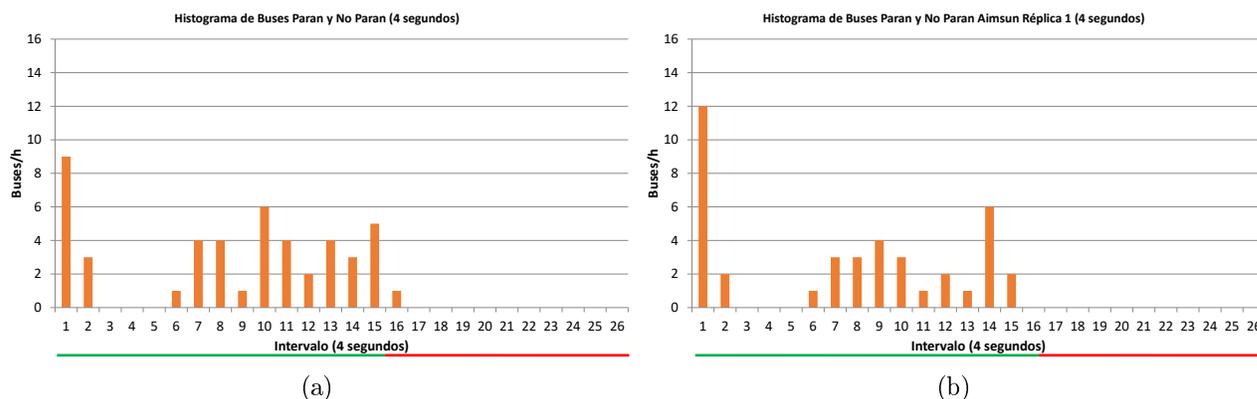


Figura 4.18: Histogramas buses que se detienen y no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun (Réplica 1)

Con respecto a los buses que se detienen en el paradero, se puede observar que el modelo de dispersión de pelotones (PDM) modela aproximadamente la misma cantidad de buses del intervalo 1 (ver Figura 4.19b) que la situación real (7 buses), pero en el Grupo 2 el modelo PDM posee salidas de buses entre los intervalos 9 y 15, a diferencia de la situación real que no presenta salidas en los intervalos 9 y 12.

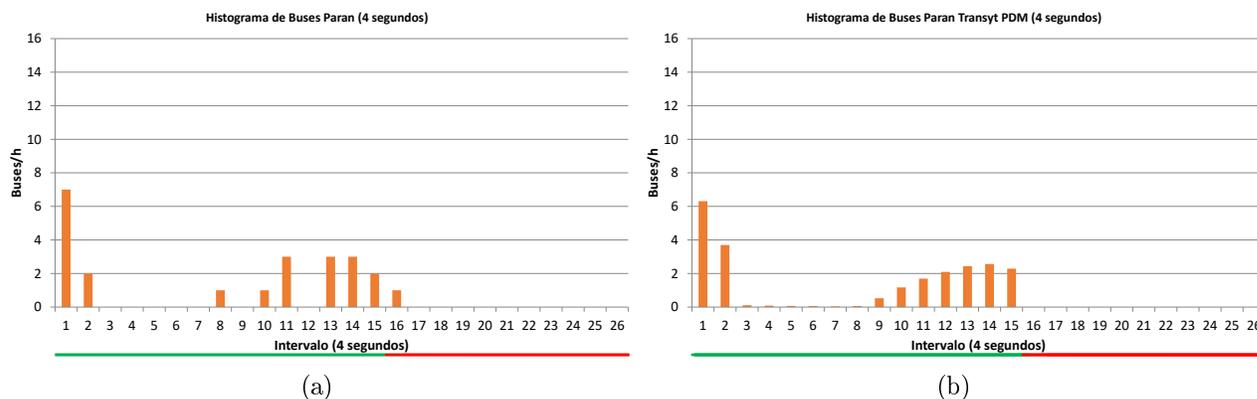


Figura 4.19: Histogramas buses que se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt PDM

En el caso del modelo de transmisión de celdas (CTM), para los buses que se detienen en el paradero, se observa que sólo existe 1 bus en el Grupo 1, lo que indica que el modelo no capta la detención de los buses en su totalidad. Las salidas del Grupo 2 poseen una forma que

se asimila a la real, con la diferencia que existen buses entre los intervalos 8 y 15, comparado con la situación real que no posee buses en los intervalos 9 y 12 (ver Figura 4.20b).

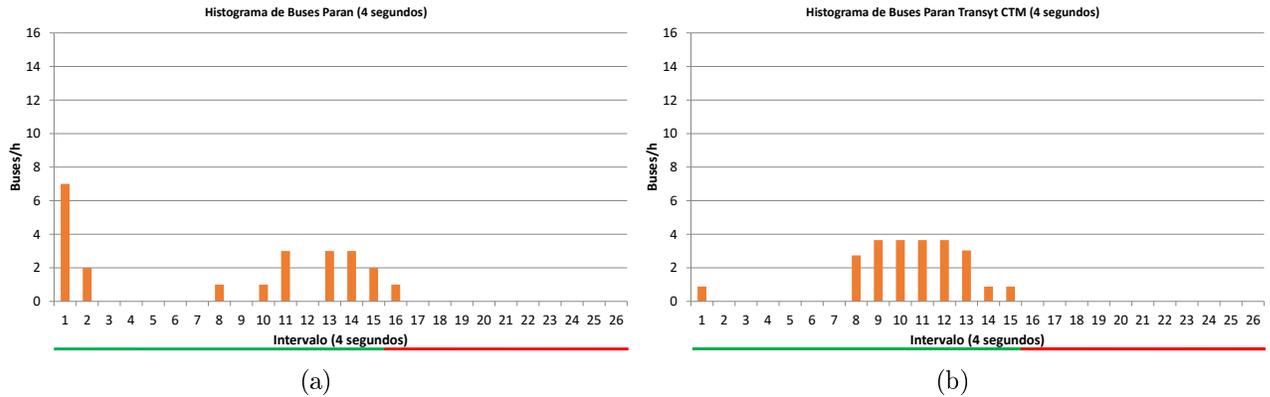


Figura 4.20: Histogramas buses que se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt CTM

Con respecto a los buses que se detienen en el paradero en Aimsun se observa que hay 17 buses en el Grupo 1 (9 buses en la situación real), de los cuales 3 buses se encuentran en los intervalos 2 y 3 (en situación real hay 2 buses en el intervalo 2). El Grupo 2 presenta mayor concentración de buses en el intervalo 15, lo cual coincide con el valor del histograma de la situación real (ver Figura 4.21b), sin embargo, buses que deberían estar en el Grupo 2, se encuentran concentrados en el intervalo 1, por lo que el modelo sobrestima los buses que quedan en cola del ciclo anterior.

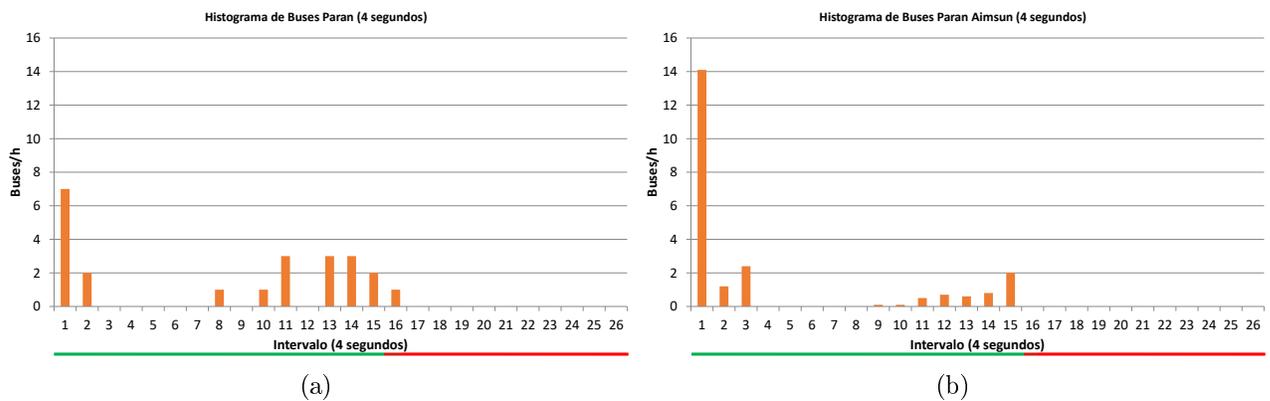


Figura 4.21: Histogramas buses que se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun

Con respecto a los buses que se no se detienen en el paradero, el modelo de dispersión de pelotones (PDM) presenta todos los buses que no se detienen en el Grupo 2 (ver Figura 4.22b), a diferencia del histograma de la situación real que tiene 3 buses en el Grupo 1. Esto quiere decir, que el modelo PDM, para este caso, no logra modelar buses que no se detienen y quedan en cola en el ciclo anterior.

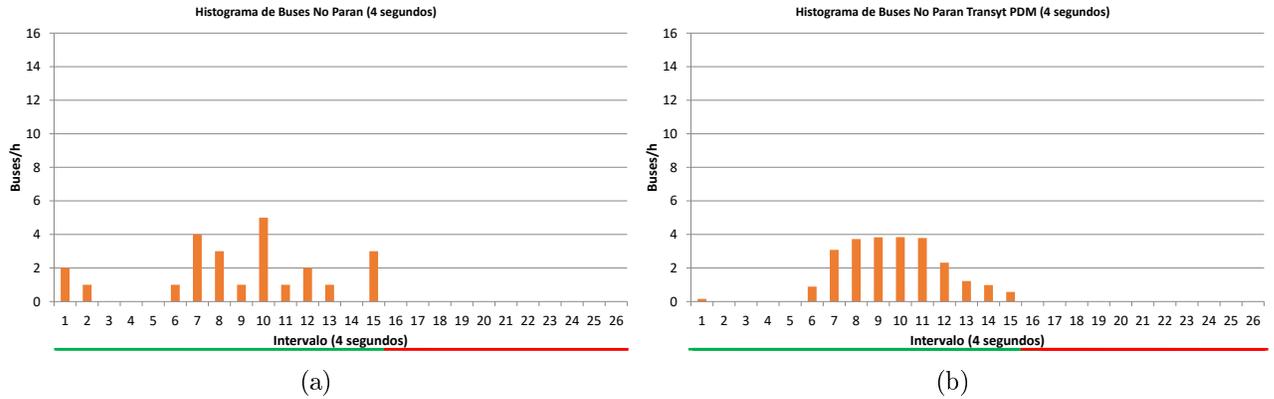


Figura 4.22: Histogramas buses que no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt PDM

En el caso del modelo de transmisión de celdas (CTM), para los buses que no se detienen, se logró modelar 1 bus del intervalo 1, que quedó en cola del ciclo anterior. El Grupo 2 posee el resto de los buses que no quedaron en cola (ver Figura 4.23b).

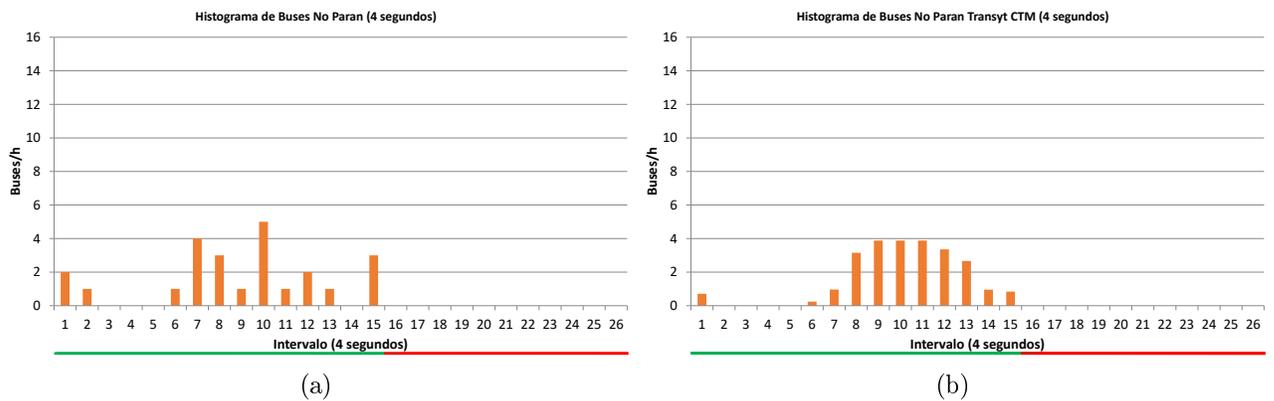


Figura 4.23: Histogramas buses que no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Transyt CTM

En el caso del modelo de Aimsun, al igual que en el modelo PDM, todos los buses se encuentran en el Grupo 2 (ver Figura 4.24b), por lo que tampoco se logra modelar los buses que quedan en la cola en el ciclo anterior.

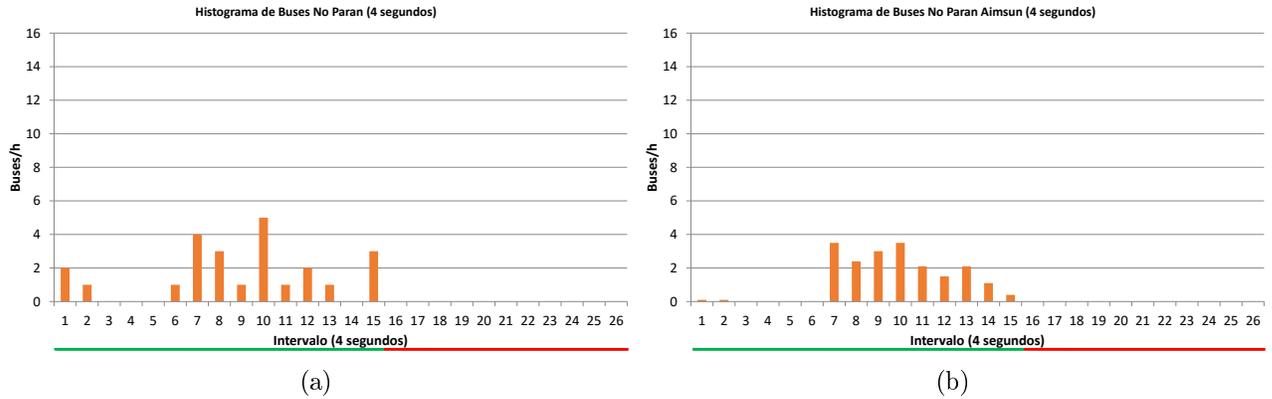


Figura 4.24: Histogramas buses que no se detienen en el paradero: (a) Situación real, (b) Modelo Aimsun

Con el análisis realizado anteriormente, se concluye que el uso de herramientas computacionales para modelar la realidad resulta ser una tarea compleja y depende del modelador que trabaje, es decir, se pueden ir generando recursos (como el cuello de botella como paradero) para ir logrando similitudes con la realidad. En este caso, los dos modelos que destacaron fueron el modelo de dispersión de pelotones de Transyt (PDM) y el modelo de tráfico de Aimsun. El indicador estadístico MAPE mostró que el modelo PDM poseía, además del mejor ajuste entre los tres modelos, la forma más parecida a la de los histogramas de salidas reales, siendo el análisis intervalo a intervalo mejor que los demás. Finalmente, se puede decir que el modelo de transmisión de celdas no posee, para este caso en particular, una semejanza con la realidad, probablemente debido a que trabaja de mejor manera en situaciones de congestión (Maher, 2011).

Capítulo 5

Programación Óptima de una Red Simple considerando Tasas de Ocupación

En la ciudad de Santiago, la programación óptima de semáforos y las medidas de priorización del transporte público se evalúan con diferentes herramientas computacionales. La principal herramienta utilizada es Transyt 8S, que corresponde a un modelo mesoscópico de tráfico con un módulo de optimización. Además, se utilizan distintos microsimuladores para evaluar diferentes medidas a aplicar en zonas específicas, como son Aimsun, Paramics y otros. En esta tesis se utilizará el programa de Transyt 15 para la modelación de un segmento de avenida de la ciudad de Santiago.

En esta sección se analizará una red simple con dos intersecciones en diferentes niveles de demanda de buses a partir de dos enfoques distintos ya mencionados en el Capítulo 3 (demoras de vehículos y personas). En esta sección, se agrega una nueva variable al problema: el desfase. Se obtendrán las programaciones óptimas y se verá el efecto que genera optimizar demoras de personas versus demoras vehiculares en las componentes de la programación de semáforos: tiempo de ciclo, tiempos de verde y desfase.

5.1. Descripción de la Red

Los datos para la modelación de esta red fueron tomados el martes 15 de Abril del 2014 en periodo Punta Tarde, entre 18:30 y 19:30 horas. Se midieron flujos de vehículos y peatones, tasas de ocupación, tiempos de detención de buses en paraderos y tiempos de viaje de buses y automóviles. La Figura 5.1 muestra una representación de la red con la que se trabajará, la cual tiene una extensión aproximada de 430 metros de Este a Oeste.

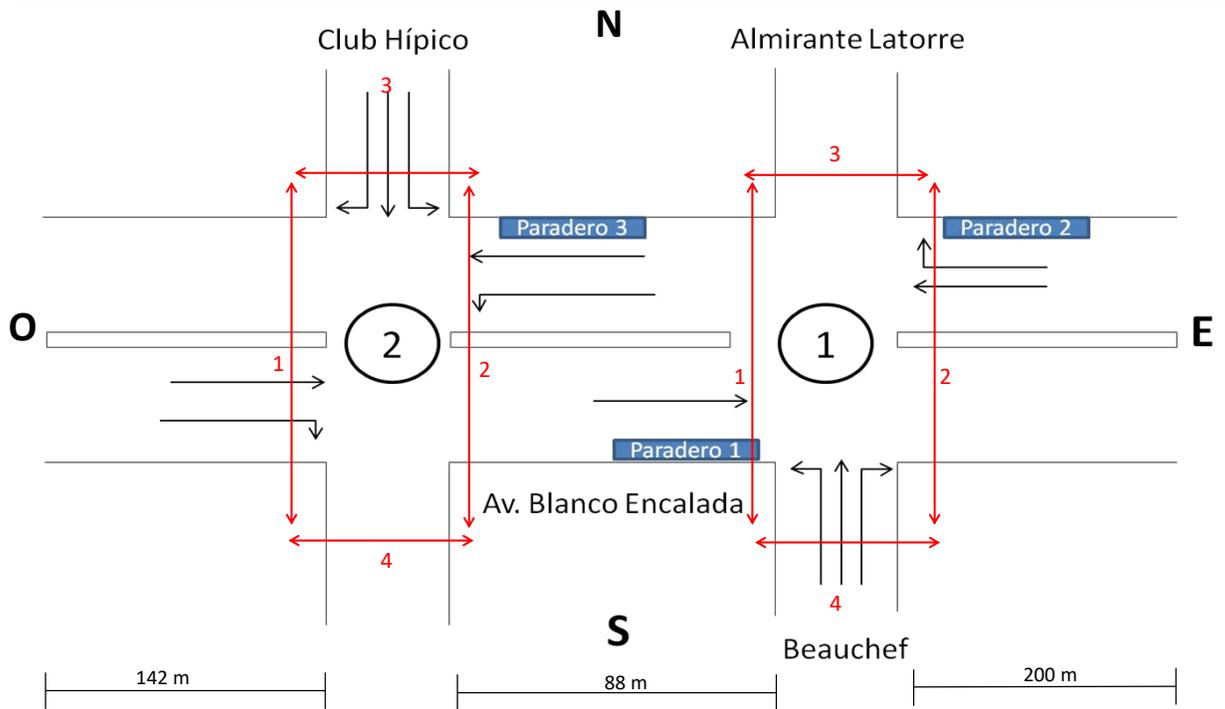


Figura 5.1: Red Blanco Encalada

A continuación se presentan las matrices origen destino obtenidas a partir de las mediciones:

Tabla 5.1: Matriz OD Autos

Autos/h	O	N	E	S
O	-	-	1399	546
N	204	-	134	708
E	1943	128	-	83
S	230	427	63	-

Tabla 5.2: Matriz OD Camiones

Camiones/h	O	N	E	S
O	-	-	47	3
N	4	-	6	11
E	29	-	-	1
S	2	1	1	-

Tabla 5.3: Matriz OD Buses

Buses/h	O	N	E	S
O	-	-	51	-
N	10	-	-	9
E	58	-	-	-
S	3	-	-	-

Tabla 5.4: Matriz OD Mini Buses

Minibuses/h	O	N	E	S
O	-	-	13	-
N	2	-	-	5
E	14	-	-	-
S	1	1	-	-

Las flujos peatonales de ambas intersecciones se muestran en la Tabla 5.5, en donde se señalan cada uno de los movimientos peatonales por intersección (Ver Figura 5.1).

Tabla 5.5: Flujos peatonales [peat/h]

Intersección	Movimiento			
	1	2	3	4
1	201	446	287	197
2	176	117	309	56

Los tiempos de detención promedio de buses en paraderos con sus respectivas desviaciones estándares se muestran a continuación:

Tabla 5.6: Tiempos de detención de buses en paraderos

Paradero	Tiempo de detención promedio [s]	Desviación estándar [s]
Blanco/Beauchef	22	10
Blanco/Almirante Latorre	21	10
Blanco/Club Hípico	19	12

En las Tablas 5.7 y 5.8 se presentan las tasas de ocupación promedio, y su equivalencia por personas que existe entre buses y automóviles respectivamente:

Tabla 5.7: Tasas de ocupación

Dirección	Ocupación bus [pax/bus]	Ocupación autos [pax/auto]
Este-Oeste	60	1,5
Oeste-Este	38	

Tabla 5.8: Relación tasas de ocupación

Dirección	Tasa de equivalencia de personas [autos/bus]
Este-Oeste	40
Oeste-Este	25

Además, se utilizó el método de las patentes para medir tiempos de viaje y calibrar la red. A continuación se muestra el tiempo de viaje obtenido por tipo de vehículo en la Avenida Blanco Encalada en la dirección Oeste-Este:

Tabla 5.9: Tiempos de viaje medidos

Vehículo	Tiempo de viaje promedio [s]	Desviación estándar [s]
Auto	70	24
Bus	106	33

La pérdida inicial, ganancia final, factores de equivalencia por pista y flujos de saturación fueron calculados según la metodología planteada por Gibson et al. (1997). Los flujos de saturación básico de cada pista son los valores presentados en el cuadro 4-1 de UOCT (2013):

Tabla 5.10: Flujo de saturación básico (ADE/h-pista)

Periodo	Pista Derecha	Pista Izquierda	Pista Central
Punta Mañana	2055	2121	2292
Otro	1933	1992	2141

Fuente: UOCT (2013)

Los valores de flujo de saturación de la Tabla 5.10 fueron corregidos por ancho de pista (2,8 metros para Blanco Encalada y 4,0 metros para Beauchef/Club Hípico), por tipo de vehículo, tipo de movimiento y oposición peatonal (Highway-Capacity-Manual, 2010), que reduce el valor del flujo de saturación para disminuir la capacidad de la vía. Los factores de viraje utilizados fueron de 1,15 para viraje amplio y 1,25 para viraje cerrado (MDS-Sectra, 2013). Además, las pistas que se encuentran aguas abajo de los paraderos y aguas arriba de la línea de detención, son consideradas como pistas en el cual su flujo de saturación está determinado por la distancia a la que se encuentra del paradero, por lo que se utilizó la metodología presentada en UOCT (2013) para corregir el flujo de saturación. Dado que el factor compuesto para corregir el flujo de saturación básico depende de la composición del flujo por pista, se iteró a partir de una asignación inicial de flujo dada hasta converger en la equisaturación de las pistas. Cabe destacar que en este caso se realizó un asignación de cada arco considerando un factor de equivalencia diferente por pista (resultados de flujos de saturación y factores de equivalencia se pueden ver en el Anexo D).

Las variables calibradas en Transyt fueron la velocidad de crucero para los automóviles, 40 km/h para arco Blanco Encalada entre Club Hípico y Beauchef y 46 km/h para los demás arcos, y la velocidad de crucero para los buses, 43 km/h para arco Blanco Encalada entre Club Hípico y Beauchef y 45 km/h para los demás arcos. Con estos valores se alcanza el tiempo de viaje de los automóviles con un error del 1,5 % y para los buses del 3 %. La tasa de aceleración y frenado utilizada para los buses fue de $1,27 \text{ m/s}^2$ (Fernández et al., 2005). Se utilizó un recurso especial del software para poder crear el paradero: se creó un cuello de botella del largo correspondiente al paradero según lo indica Fernandez et al. (2006). Para la capacidad de los paraderos se utilizó el valor calibrado en el Capítulo 4 (175 buses/h).

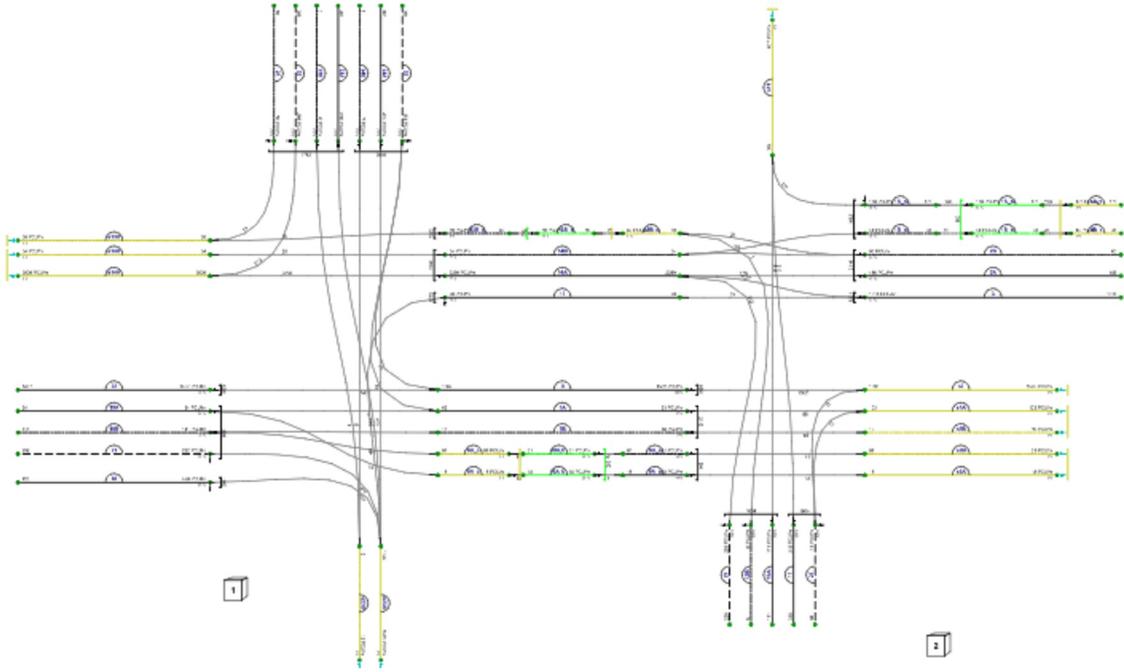


Figura 5.2: Red modelada en Transyt 15

Finalmente, la Unidad Operativa de Control de Tráfico (UOCT) facilitó las programaciones de los semáforos de la red para dicho periodo. Notar que la intersección 2 tiene tres fases, al permitirse el viraje este-sur (ver Tabla 5.11).

Tabla 5.11: Programación actual

Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]				
		Int 1: Beauchef - Blanco		Int 2: Club Hípico - Blanco		
		Fase 1	Fase 2	Fase 1	Fase 2	Fase 3
104	5	38	58	44	36	9

Es necesario mencionar tres puntos con respecto a las programaciones:

- Las fases 1 corresponden a las calles en la dirección Norte-Sur.
- El desfase de 5 segundos, corresponde a los inicios de las Fases 2, correspondiente a Blanco Encalada (se inicia 5 segundos antes el verde de Beauchef). Esto se define como desfase positivo (es negativo si inicia primero Club Hípico).

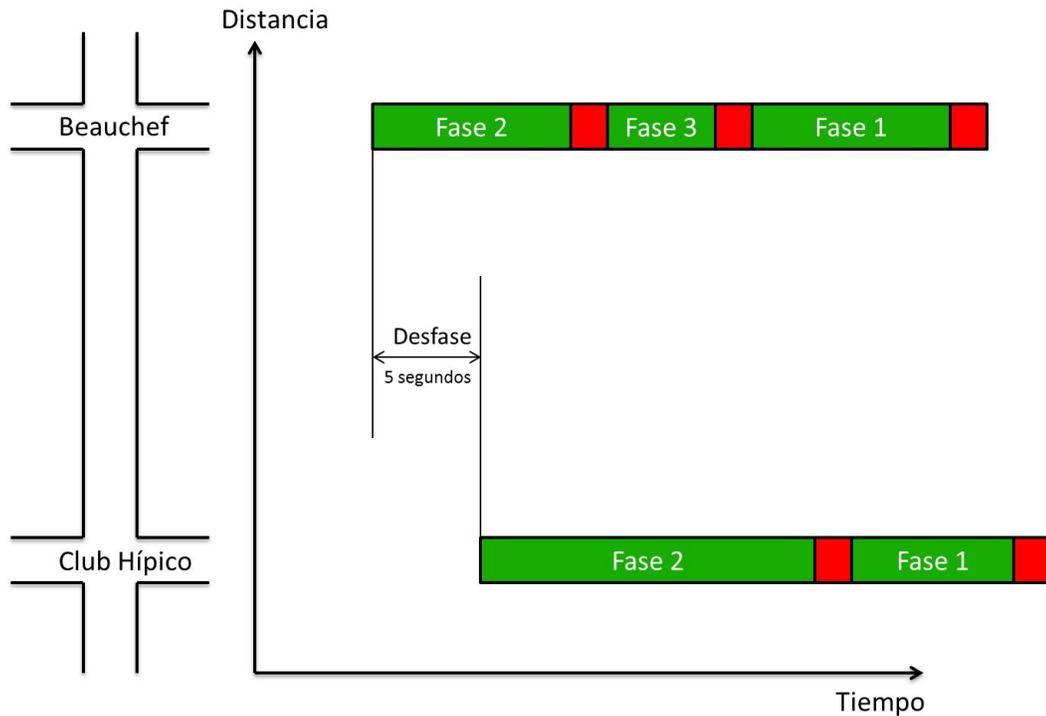
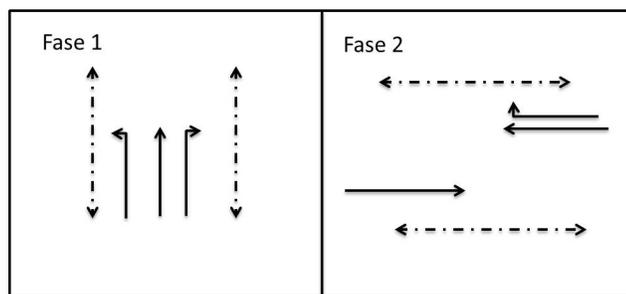
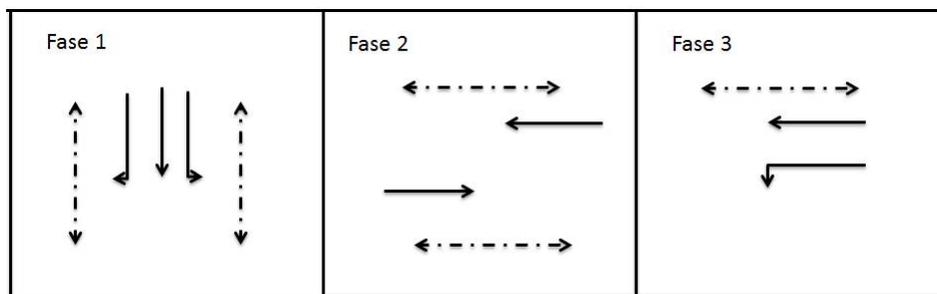


Figura 5.3: Desfase Red Blanco Encalada

- En el caso de Club Hípico, el movimiento de vehículos Este-Oeste tiene un verde de 50 segundos, correspondientes a la suma de la Fase 2, 3 y el entreverde entre ellas. Esto corresponde a un movimiento traslapado, el cual es un movimiento que dispone de verde en fases consecutivas, por lo que el entreverde no representa ser una pérdida para ese movimiento (CONASET, 2012), el cual se puede observar en la Figura 5.4.



(a)



(b)

Figura 5.4: Diseño de fases: (a) Intersección Blanco Encalada con Beauchef, (b) Intersección Blanco Encalada con Club Hípico

5.2. Escenarios

Se compararán los siguientes escenarios:

- Veh: Optimizar función objetivo considerando demoras de vehículos (este enfoque sólo incluye diferencia entre buses y automóviles por la diferencia del intervalo de descarga en una cola saturada).
- Per: Optimizar función objetivo considerando demoras de personas (este enfoque incluye diferencias por tasa de ocupación entre buses y automóviles)

A partir de esto, se procederá a modelar ambos escenarios en Transyt 15 obteniendo resultados de demoras y tiempos de viaje para diferentes niveles de flujo de buses.

5.3. Ponderadores de Demoras y Detenciones

Dado que existen costos asociados para demoras y detenciones, se procedió a obtener valores oficiales obtenidos a partir de la metodología de la Sección 6.2.1 de UOCT (2013) usando valores actualizados de MDS-Sectra (2013). Los ponderadores de demoras y detenciones se relacionan directamente con los ponderadores presentados en la ecuación 2.30 correspondiente a la función objetivo utilizada por Transyt. Esta ecuación posee un ponderador, $PDem$, que multiplica la tasa media de demora (D) y otro, $PDet$, que lo hace a la tasa media de detenciones completas (H), de cada arco de modelación. Ambos se definen como el producto de dos ponderadores, uno general (W, K) y otro específico del arco i . Estas relaciones son las siguientes:

$$PDem_i = w_i W \quad (5.1)$$

$$PDet_i = k_i K \quad (5.2)$$

UOCT (2013) plantea que dada esta estructura los ponderadores generales se determinan para el tipo de arco predominante en la red (arco de automóviles), de modo que el ponderador específico por arco para ellos será 1. Para los restantes se deben obtener los valores correspondientes. Para poder calcular los ponderadores de demoras y detenciones, se deben calcular ponderadores globales que son considerados como una referencia y se definen de la siguiente manera:

$$PDem_i = TOC \cdot VT + C_{ral} P_{comb} \quad (5.3)$$

$$PDet_i = C_{det} P_{comb} \quad (5.4)$$

donde

TOC : tasa de ocupación de vehículos livianos (pax/veq).

VT : valor social del tiempo (\$/pax-h), actualizado por MDS.

C_{ral} : consumo de combustible en ralentí para vehículos livianos (L/h).

P_{comb} : precio social del combustible (\$/L), actualizado por MDS.

C_{det} : consumo de combustible por detención completa para vehículos livianos, en L/det.

Los valores de $PDem$ y $PDet$ son calculados utilizando los parámetros del arco de referencia corresponden a W y K , respectivamente. De acuerdo a UOCT (2013), el valor de W varía poco ya que la tasa de ocupación de los vehículos livianos es parecida en cualquier periodo del día, en cambio, K depende de la velocidad de los vehículos, que depende fuertemente del periodo del día. En la ecuación 2.30 aparece un factor igual a 100 en el término de

detenciones, esto debido a que K se calcula para 100 detenciones, para mantener los ordenes de magnitud. A continuación se muestran los valores indicados por MDS-Sectra (2013) para velocidades de automóviles de 40 km/h:

TOC : 1,47 pax/veq (SECTRA, 2014).

VT : 1498 \$/h (MDS, año 2014).

C_{ral} : 1,20 L/h MDS-Sectra (2013).

P_{comb} : 497 \$/L (MDS, gasolina 95 octanos, año 2014).

C_{det} : 0,00816 L/det para 40 km/h, respectivamente MDS-Sectra (2013).

A continuación se presenta el cuadro 6-1 que se presenta en UOCT (2013) con los valores modificados al año 2014:

Tabla 5.12: Cálculo de ponderadores globales

Variable/Parámetro	Automóviles con $v=40$ km/h
$W(\$/VEQ-h)$	2798
$K(\$/det)^*$	406
W/K	6,9

(*)corresponde a 100 detenciones

Fuente: elaboración propia a partir de UOCT (2013)

Ahora se deben calcular los ponderadores de los buses con distinta tasa de ocupación. En la siguiente tabla se muestra el cálculo para buses con tasas de ocupación de 60 y 38 pax/veh (transformados a pax/veq):

Tabla 5.13: Ponderadores en pesos chilenos

Variables	Ponderadores		
	Automóviles	Buses EO	Buses OE
TOC (pax/veq)	1,47	31	19
VT (\$/pax-h)	1498	1498	1498
C_{ral} (L/h)	1,20	2,03	2,03
Velocidad (km/h)	40	40	40
C_{det} (L/det)	0,00816	0,02149	0,02149
P_{comb} (\$/L)	497	503	503
P_{dem} (\$/h)	2798	46878	30064
P_{det} (\$/det)	406	1081	1081
W (\$/VEQ-h)	2798	2798	2798
K (\$/det)	406	406	406
w_i	1	16,75	10,74
k_i	1	2,67	2,67

Fuente: elaboración propia a partir de UOCT (2013)

Cabe destacar que los ponderadores w_i y k_i deben ser ingresados en Transyt amplificados por un factor de 100. Se procedió a calcular los mismos ponderadores, pero en una unidad mo-

netaria distinta (USD) debido a que Transyt tiene una limitación en los ordenes de magnitud para las variables W y K . A continuación se muestra la tabla en dólares americanos:

Tabla 5.14: Ponderadores en dólares

Variables	Ponderadores		
	Automóviles	Buses EO	Buses OE
TOC (pax/veq)	1,47	31	19
VT (USD/pax-h)	2,14	2,14	2,14
Cral (L/h)	1,20	2,03	2,03
Velocidad (km/h)	40	40	40
Cdet (L/det)	0,00816	0,02149	0,02149
Pcomb (USD/L)	0,71	0,57	0,57
Pdem (USD/h)	4,00	66,66	42,64
Pdet (USD/det)	0,58	1,22	1,22
W (USD/VEQ-h)	4,00	4,00	4,00
K (USD/det)	0,58	0,58	0,58
wi	1	16,67	10,67
ki	1	2,10	2,10

Valor dólar 700,74 \$/USD (19 de Febrero del 2016)

5.4. Resultados y Análisis

5.4.1. Escenarios con Transyt 15

Los escenarios modelados en Transyt 15 fueron realizados utilizando el modelo de tráfico de dispersión de pelotones PDM (Robertson, 1969). En la Figura 5.5 se muestran los movimientos de cada una de las intersecciones, para poder analizar los tiempos de las fases y las razones de verde efectivo de cada uno de ellos.

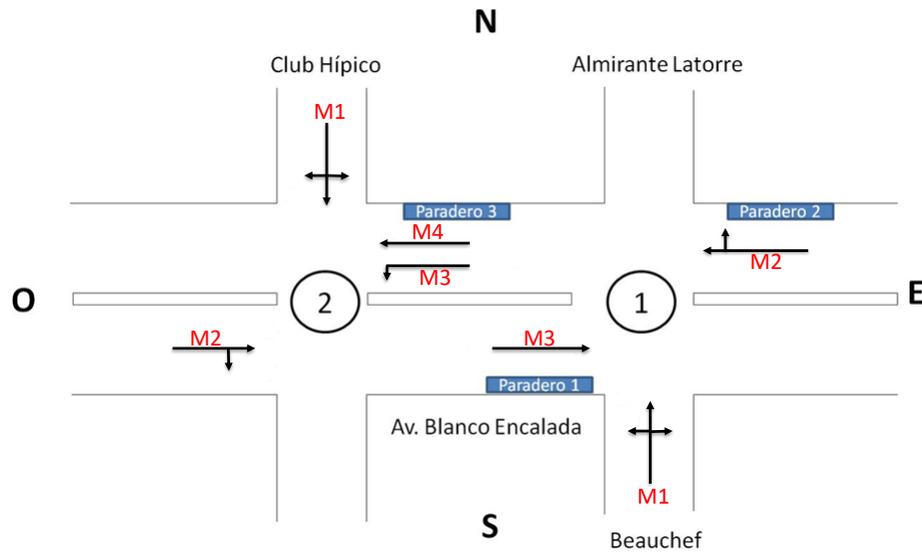


Figura 5.5: Movimientos red Blanco Encalada

Para observar la sensibilidad del enfoque de optimización considerando las tasas de ocupación de las personas, se realizarán cinco casos:

- Caso 1: flujo original de buses con restricción de cruce de calzada completa de los peatones (5 pistas por sentido, cruce de las 10 pistas).
- Caso 2: eliminar flujos de buses Norte-Sur, Norte-Oeste y Sur-Oeste (flujos en ejes Beauchef y Club Hípico) con restricción de cruce de calzada completa de los peatones.
- Caso 3: flujo original de buses con restricción de cruce de calzada de los peatones hasta la mediana (cruce sólo de 5 pistas).
- Caso 4: eliminar flujos de buses Norte-Sur, Norte-Oeste y Sur-Oeste con restricción de cruce de calzada de los peatones hasta la mediana.
- Caso 5: eliminar flujos de buses Norte-Sur, Norte-Oeste y Sur-Oeste con restricción de cruce de calzada de los peatones hasta la mediana, restringiendo el grado de saturación máximo de las pistas al 85 %.

Caso 1: Flujo original de buses

Los tiempos de verde, desfases y tiempos de ciclo óptimos entregados por Transyt resultaron ser los siguientes:

Tabla 5.15: Programaciones obtenidas con Transyt Caso 1

Esc.	Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]						
			Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco			
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4
Actual	104	5	38	58	58	44	36	9	50
Veh	84	0	30	46	46	31	30	8	43
Per	86	0	30	48	48	31	32	8	45

Tabla 5.16: Razones de verde efetivo obtenidas con Transyt Caso 1

Escenario	Tiempos de verde [s]						
	Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco			
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4
Actual	0,356	0,548	0,548	0,413	0,337	0,077	0,471
Veh	0,345	0,536	0,536	0,357	0,345	0,083	0,500
Per	0,337	0,547	0,547	0,349	0,360	0,081	0,512

El tiempo del ciclo óptimo obtenido al minimizar una función objetivo que considera las tasas de ocupación de los vehículos resulta ser mayor que el entregado por el enfoque por vehículo, debido a que el movimiento 1 de la intersección 1 toma el valor mínimo del tiempo de verde dada por el cruce peatonal (30 segundos), y al ser los movimientos 2, 3 y 4 (movimiento sólo en intersección 2) los que poseen mayor carga en términos de personas, el programa asigna más segundos de verde a estos movimientos. Es necesario mencionar que los tiempos de ciclo óptimos obtenidos son menores que el actual, ya que se está optimizando un extracto de una red, la cual posee originalmente 11 intersecciones semaforizadas, por lo que las comparaciones con la situación actual son irrelevantes (en todo el capítulo se analizarán las diferencias entre los escenarios Veh y Per). Para el movimiento 3 de la intersección 2, los tiempos de verde obtenidos resultan ser los mismos (8 segundos), debido a que el nivel de flujo no es suficientemente alto (83 automóviles), siendo el 1,4% del flujo total de automóviles, por lo que se activa la restricción de tiempo de verde mínimo semafórico en ambos casos. El desfase en ambos escenarios no sufre diferencia alguna.

Como se mencionó anteriormente, dado que la red presentada es sólo un extracto de la red real compuesta por más de dos intersecciones semaforizadas, se debe analizar la variación que existe entre la minimización de las demoras de los vehículos y las personas, es decir, cual es la cantidad de beneficio extra que se genera al optimizar las demoras de las personas versus la demora de los vehículos. Se observa que el eje con mayor carga en niveles de tasas de ocupación (mayor flujo de buses) correspondiente a los movimientos 2 y 3 en la intersección 1 (Blanco Encalada), presenta un aumento de la razón de verde efectivo de un 2,1% (disminuyendo la

razón de verde efectivo del movimiento 1 en un 2,3 %) y en la intersección 2, nuevamente la razón de verde efectivo de los tramos más cargados en términos de personas, movimientos 2 y 4, aumentan en un 4,3 % y 2,4%; respectivamente (el movimiento 1 posee la misma disminución que en la otra intersección). A continuación se presentan las demoras medias vehiculares de todo el sistema:

Tabla 5.17: Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 1

Escenario	Demora Autos [veq-hr/hr]	Demora Buses [veq-hr/hr]	Demora Total [veq-hr/hr]
Actual	63,44	3,04	66,48
Veh	55,62	2,67	58,29
Per	56,31	2,61	58,92

Tabla 5.18: Variación demoras medias vehiculares Caso 1

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-12,33	-12,17	-12,32
Actual-Per	-11,24	-14,14	-11,37
Veh-Per	1,24	-2,25	1,08

En la Tabla 5.18, la primera columna se refiere a la variación entre los dos escenarios que aparecen en cada fila. En este trabajo, se analizará la tercera fila, que corresponde a la variación entre la optimización bajo el enfoque de vehículos y personas. Al observar las diferencias entre ambos escenarios, se ve que las demoras de los automóviles son mayores aproximadamente en un 1,2 % y un 2,3 % menores para los buses. La demora total resulta ser un 1,1 % mayor para todo el sistema, sin embargo, si las demoras vehiculares se ponderan por las tasas de ocupación en pax/veq (en el caso de los buses se genera promedio ponderado por flujo para obtener una sola tasa de ocupación) se pueden observar las demoras para personas:

Tabla 5.19: Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 1

Escenario	Demora Autos [pax-hr/hr]	Demora Buses [pax-hr/hr]	Demora Total [pax-hr/hr]
Actual	93,26	79,04	172,30
Veh	81,76	69,42	151,18
Per	82,78	67,86	150,64

Tabla 5.20: Variación demoras de personas Caso 1

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-12,33	-12,17	-12,26
Actual-Per	-11,24	-14,14	-12,57
Veh-Per	1,24	-2,25	-0,36

Se observa que si se consideran las tasas de ocupación para obtener demoras, el hecho de minimizar una función objetivo que considere las tasas de ocupación de los vehículos, resulta aproximadamente un 0,4 % mejor que optimizar considerando demoras vehiculares. Esta mejora es prácticamente nula, debido a dos posibles razones que se deben analizar: la primera es la existencia de una restricción elevada para los tiempos de verde (30 segundos) del movimiento 1 en ambas intersecciones y la segunda es que la cantidad de buses que existe en el eje Club hípico (Norte-Sur) es elevada (aproximadamente 2 % del flujo total de automóviles en ese acceso de 2 pistas y en el acceso de Blanco es aproximadamente 3 % del flujo total de automóviles en 5 pistas). Se debe analizar las ganancias y pérdidas de cada uno de los ejes, por lo que a continuación se muestran los tiempos de viajes a lo largo del eje Blanco Encalada:

Tabla 5.21: Tiempos de Viaje Transyt Caso 1

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	OE	EO	OE	EO
Actual	69,0	65,0	111,0	92,9
Veh	62,2	56,6	101,2	87,8
Per	61,3	56,0	98,6	86,9

Tabla 5.22: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 1

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	OE	EO	OE	EO
Actual-Veh	-9,7	-12,9	-8,8	-5,5
Actual-Per	-11,1	-13,8	-11,2	-6,5
Veh-Per	-1,5	-1,0	-2,6	-1,0

Además, se deben analizar las variaciones de los tiempos de viaje en los ejes Norte-Sur, para observar las pérdidas que se generan en los ejes menos cargados en términos de tasas de ocupación:

Tabla 5.23: Tiempos de Viaje Transyt Caso 1

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	SN	NS	SO	NS
Actual	53,4	55,7	107,0	56,3
Veh	49,3	66,1	102,4	66,8
Per	50,8	71,5	103,0	72,2

Tabla 5.24: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 1

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	SN	NS	SO	NS
Actual-Veh	-7,6	18,7	-4,4	18,7
Actual-Per	-4,8	28,4	-3,7	28,3
Veh-Per	3,1	8,2	0,7	8,1

Se observa en la Tabla 5.22 que tanto para el sentido Este-Oeste como Oeste-Este existe una mejora en los tiempos de viaje para ambos tipos de vehículos (automóviles y buses) al comparar el enfoque de personas con el de vehículos. La mejora más importante se encuentra en el tiempo de viaje de los buses en dirección Oeste-Este con 2,6 % menos de tiempo de viaje que el enfoque por vehículo, debido a que, al aumentar el tiempo verde del movimiento 3 de la intersección 1, algunos de los buses que no alcanzaban a ocupar ese tiempo de verde por la detención en el paradero, ahora podría ser alcanzado. También se debe analizar la pérdida presentada en los ejes Norte-Sur, tanto para buses como para automóviles. Se observa en la Tabla 5.24 que para automóviles aumenta aproximadamente en un 3 % el tiempo de viaje de ir desde el sur por Beauchef hacia el norte por Almirante Latorre; esto resulta concordante con el aumento de la razón de verde efectivo del eje Blanco Encalada (movimientos 2 y 3) para la intersección 1 y la disminución de la razón de verde efectivo para el eje de Beauchef (movimiento 1), sin embargo la pérdida tiene una importancia relativa menor debido a que los automóviles que realizan ese tipo de movimiento sólo representan aproximadamente el 7 % de todos los automóviles de la red. Además, los buses en dirección Sur-Oeste también sufren un aumento aproximado del 1 % en su tiempo de viaje, pero son sólo 3 buses que realizan este movimiento. Los buses que van desde el norte hacia el sur, sufren un aumento de aproximadamente un 8 % de su tiempo de viaje.

Además, en la Figura 5.6 se presenta la distribución de pistas para poder mostrar los grados de saturación en cada una de ellas en los escenarios correspondientes (ver Tabla 5.25).

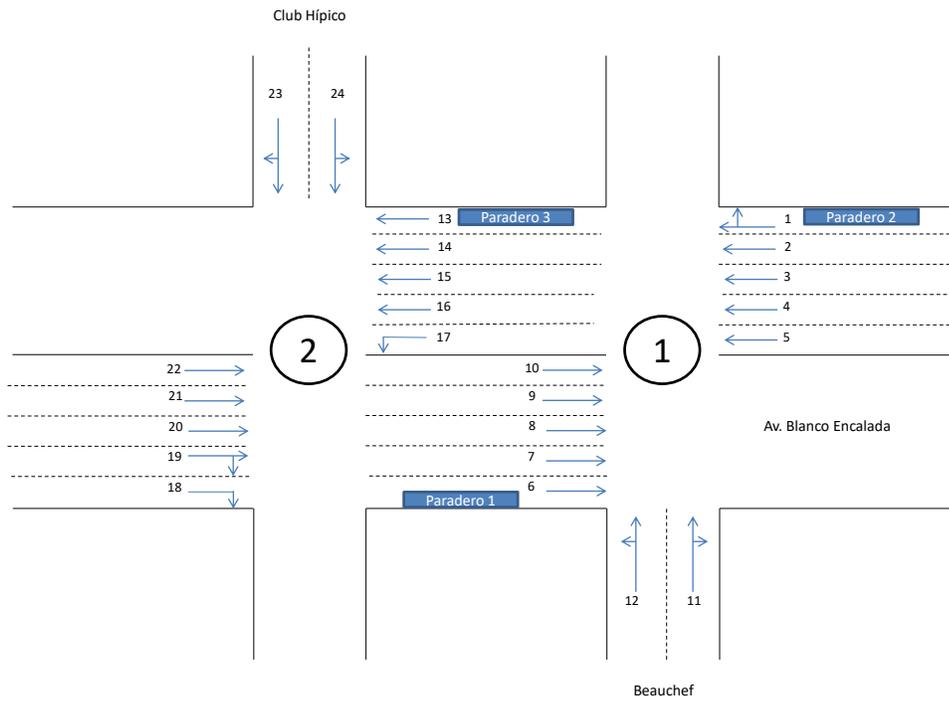


Figura 5.6: Distribución de pistas red Blanco Encalada

Tabla 5.25: Grados de saturación por pista Transyt Caso 1

Intersección	Acceso	Pista	Actual [%]	Veh [%]	Per [%]
1	Este	1	38	39	38
		2	47	48	47
		3	47	49	48
		4	47	49	48
		5	47	49	48
		Paradero 2	63	63	63
	Oeste	6	14	14	14
		7	7	7	7
		8	46	47	46
		9	46	47	46
		10	46	47	46
		Paradero 1	28	28	28
Sur	11	59	61	62	
	12	59	61	62	
2	Este	13	8	8	7
		14	77	73	71
		15	77	73	71
		16	77	73	71
		17	74	69	70
		Paradero 3	14	14	14
	Oeste	18	85	83	79
		19	70	69	66
		20	70	69	66
		21	70	69	66
22		70	69	66	
Norte	23	75	87	89	
	24	76	88	90	

En la Tabla 5.25 se pueden observar las diferencias de los grados de saturación en cada pista para cada uno de los escenarios. El principal efecto que tiene el escenario Per a diferencia del escenario Veh, es que se disminuye el grado de saturación para los accesos con mayor cantidad de personas (entre 1 % y 3 %), es decir, los accesos Oeste y Este, aumentando los grados de saturación de los accesos Norte y Sur (entre un 1 % y 2 %). Cabe destacar que las pistas 23 y 24 alcanzan valores sobre el 85 % y menores o iguales a 90 % para ambos enfoques. Si bien, Fernández (2014) recomienda el uso de un grado de saturación práctico de diseño entre 85 % y 95 % (lo cual está dentro de ese rango), en el Caso 5 de esta sección se restringirán todos los grados de saturación a un valor máximo del 85 %. Dado que el enfoque que considera demoras vehiculares entregó valores sobre el 85 % y menores al 90 %, se procederá a aceptar estos valores solamente para analizar los beneficios relativos entre ambos escenarios.

Dado los beneficios casi nulos obtenidos en este caso es necesario analizar la razón de estos valores. El caso de estudio podría no generar grandes ahorros dado su restricción de tiempo mínimo de cruce peatonal y/o por el equilibrio en términos de buses entre los accesos. Entonces, para lograr un mejor análisis de los resultados obtenidos, se debe evaluar la

sensibilidad que poseen cada uno de los elementos de la programación óptima de semáforos ante los cambios en estas dos variables que condicionan a la red.

Caso 2: Sin flujo de buses Norte-Sur, Norte-Oeste y Sur-Oeste con restricción de cruce peatonal de 30 segundos

Los tiempos de verde, desfases y tiempos de ciclo óptimos entregados por Transyt resultaron ser los siguientes:

Tabla 5.26: Programaciones obtenidas con Transyt Caso 2

Esc.	Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]							
			Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	104	5	38	58	58	44	36	9	50	
Veh	83	1	31	44	44	30	30	8	43	
Per	87	0	30	49	49	31	33	8	46	

Tabla 5.27: Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 2

Escenario	Tiempos de verde [s]							
	Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	0,356	0,548	0,548	0,413	0,337	0,077	0,471	
Veh	0,361	0,518	0,518	0,349	0,349	0,084	0,506	
Per	0,333	0,552	0,552	0,345	0,368	0,080	0,517	

En este caso el tiempo del ciclo óptimo obtenido al minimizar una función objetivo que considere las tasas de ocupación de los vehículos resulta ser mayor que el entregado por el enfoque por vehículo, debido a que el movimiento 1 de la intersección 2 toma el valor mínimo del tiempo de verde dada por el cruce peatonal (30 segundos), y al ser los movimientos 2, 3 y 4 (movimiento sólo en intersección 2) los que poseen mayor carga en términos de personas, el programa asigna más segundos de verde a estos movimientos. Para el movimiento 3 de la intersección 2, los tiempos de verde obtenidos resultan ser los mismos (8 segundos), debido a que el nivel de flujo no es suficientemente alto (83 automóviles), siendo el 1,4 % del flujo total de automóviles, por lo que se activa la restricción de tiempo de verde mínimo semaforico en ambos casos. El desfase posee una diferencia de 1 segundo entre ambos escenarios, el cual beneficia principalmente al sentido Oeste-Este, ya que los buses que se detienen en el paradero 1, poseen 1 segundo más para aprovechar la onda de verde (además del aumento del tiempo de verde que sufrió ese movimiento) y lograr cruzar la línea de detención de la intersección 1.

Se observa que el eje con mayor carga en niveles de tasas de ocupación (mayor flujo de buses) correspondiente a los movimientos 2 y 3 en la intersección 1 (Blanco Encalada),

presenta un aumento de la razón de verde efectivo de un 6,6 % (disminuyendo la razón de verde efectivo del movimiento 1 en un 7,8 %) y en la intersección 2, nuevamente la razón de verde efectivo de los tramos más cargados en términos de personas, movimientos 2 y 4, aumentan en un 5,4 % y 2,2 %; respectivamente (el movimiento 1 disminuye en un 1,1 %). A continuación se presentan las demoras medias vehiculares de todo el sistema:

Tabla 5.28: Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 2

Escenario	Demora Autos [veq-hr/hr]	Demora Buses [veq-hr/hr]	Demora Total [veq-hr/hr]
Actual	63,06	2,68	65,74
Veh	54,18	2,25	56,43
Per	55,16	2,08	57,24

Tabla 5.29: Variación demoras medias vehiculares Caso 2

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-14,08	-16,04	-14,16
Actual-Per	-12,53	-22,39	-12,93
Veh-Per	1,81	-7,56	1,44

En la Tabla 5.17 se observan las diferencias entre ambos escenarios, en las cuales las demoras de los automóviles son mayores aproximadamente en un 1,8 % y un 7,6 % menores para los buses. La demora total resulta ser un 1,4 % mayor para todos, sin embargo, si las demoras vehiculares se ponderan por las tasas de ocupación en pax/veq se pueden observar las demoras para personas:

Tabla 5.30: Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 2

Escenario	Demora Autos [pax-hr/hr]	Demora Buses [pax-hr/hr]	Demora Total [pax-hr/hr]
Actual	92,70	69,68	162,38
Veh	79,64	58,50	138,14
Per	81,09	54,08	135,17

Tabla 5.31: Variación demoras de personas Caso 2

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-14,08	-16,04	-14,92
Actual-Per	-12,53	-22,39	-16,76
Veh-Per	1,81	-7,56	-2,16

Se observa que si se consideran las tasas de ocupación para obtener demoras, el hecho de minimizar una función objetivo que considere las tasas de ocupación de los vehículos,

resulta aproximadamente un 2,2 % mejor que optimizar considerando demoras vehiculares. Los tiempos de viajes a lo largo del eje Blanco Encalada se muestran a continuación:

Tabla 5.32: Tiempos de Viaje Transyt Caso 2

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	OE	EO	OE	EO
Actual	69,0	65,0	111,0	92,0
Veh	61,5	56,4	102,0	86,8
Per	61,0	55,7	97,4	85,7

Tabla 5.33: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 2

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	OE	EO	OE	EO
Actual-Veh	-10,8	-13,2	-8,1	-5,6
Actual-Per	-11,7	-14,2	-12,2	-6,9
Veh-Per	-0,9	-1,1	-4,5	-1,3

Además, se deben analizar las variaciones de los tiempos de viaje en los ejes Norte-Sur, para observar las pérdidas que se generan en los ejes menos cargados en términos de tasas de ocupación:

Tabla 5.34: Tiempos de Viaje Transyt Caso 2

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	SN	NS	SO	NS
Actual	53,2	54,5	0,0	0,0
Veh	47,2	65,5	0,0	0,0
Per	51,4	69,1	0,0	0,0

Tabla 5.35: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 2

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	SN	NS	SO	NS
Actual-Veh	-11,4	20,2	0,0	0,0
Actual-Per	-3,5	26,8	0,0	0,0
Veh-Per	9,0	5,5	0,0	0,0

Se observa en la Tabla 5.33 que tanto para el sentido Este-Oeste como Oeste-Este existe una mejora en los tiempos de viaje para ambos tipos de vehículos (automóviles y buses) al comparar el enfoque de personas con el de vehículos, dado por el aumento de las razones de verde efectivo. La mejora más importante se encuentra en el tiempo de viaje de los buses en dirección Oeste-Este con 4,5 % menos de tiempo de viaje al optimizar con el enfoque de

personas comparado con el de vehículos, debido a que, al aumentar el tiempo de verde del movimiento 3 de la intersección 1 en conjunto con el efecto del desfase explicado anteriormente, algunos de los buses que no alcanzaban a ocupar ese tiempo de verde por la detención en el paradero, ahora podría ser alcanzado. También se debe analizar la pérdida presentada en los ejes Norte-Sur, tanto para buses como para automóviles. Se observa en la Tabla 5.35 que para automóviles aumenta en un 9,0 % el tiempo de viaje de ir desde el sur por Beauchef hacia el norte por Almirante Latorre; esto resulta concordante con el aumento de la razón de verde efectivo del eje Blanco Encalada (movimientos 2 y 3) para la intersección 1 y la disminución de la razón de verde efectivo para el eje de Beauchef (movimiento 1), sin embargo la pérdida tiene una importancia relativa menor debido a que los automóviles que realizan ese tipo de movimiento sólo representan aproximadamente el 7 % de todos los automóviles de la red. Además, los automóviles que viajan desde el Norte hacia el Sur (Club Hípico), sufren una pérdida del 5,5 %. Los automóviles que realizan este movimiento corresponden al 12 % del flujo total de automóviles en la red.

Tabla 5.36: Grados de saturación por pista Transyt Caso 2

Intersección	Acceso	Pista	Actual [%]	Veh [%]	Per [%]
1	Este	1	38	40	38
		2	47	50	47
		3	47	50	47
		4	47	50	47
		5	47	50	47
		Paradero 2	63	63	63
	Oeste	6	14	15	14
		7	7	7	7
		8	46	49	46
		9	46	49	46
		10	46	49	46
		Paradero 1	28	28	28
Sur	11	58	57	62	
	12	59	58	63	
2	Este	13	7	7	6
		14	77	72	70
		15	77	72	70
		16	77	72	70
		17	74	68	71
		Paradero 3	13	13	13
	Oeste	18	85	82	78
		19	70	68	64
		20	70	68	64
		21	70	68	64
22		70	68	64	
Norte	23	74	87	88	
	24	74	87	89	

En la Tabla 5.36 se pueden observar las diferencias de los grados de saturación en cada pista para cada uno de los escenarios (ver Figura 5.6). El principal efecto que tiene el escenario Per a diferencia del escenario Veh, es que se disminuye el grado de saturación para los accesos con mayor cantidad de personas (entre 1% y 4%), es decir, los accesos Oeste y Este, aumentando los grados de saturación de los accesos Norte y Sur (entre un 2% y 5%).

El beneficio encontrado es mayor que en el caso anterior, lo cual muestra la particularidad de la red con respecto a la presencia de buses en los ejes transversales, lo que hace que los beneficios del Caso 1 sean casi nulos dado por las altas tasas de ocupación en todos los accesos, por lo que resulta determinante la diferencia de buses que existe entre ambos accesos de una intersección. Ahora, es necesario analizar la influencia de la restricción de tiempo de verde mínimo dada por los peatones.

Caso 3: Flujo original de buses con restricción de cruce peatonal de 18 segundos

En este caso se impondrá que los peatones logren cruzar hasta la mediana de la calzada (movimiento 1 con tiempo de verde mínimo de 18 segundos). Los tiempos de verde, desfases y tiempos de ciclo óptimos entregados por Transyt resultaron ser los siguientes:

Tabla 5.37: Programaciones obtenidas con Transyt Caso 3

Esc.	Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]							
			Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	104	5	38	58	58	44	36	9	50	
Veh	82	0	29	45	45	30	29	8	42	
Per	85	-2	26	51	51	31	31	8	44	

Tabla 5.38: Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 3

Escenario	Tiempos de verde [s]							
	Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	0,356	0,548	0,548	0,413	0,337	0,077	0,471	
Veh	0,341	0,537	0,537	0,354	0,341	0,085	0,500	
Per	0,294	0,588	0,588	0,353	0,353	0,082	0,506	

En este caso el tiempo del ciclo óptimo obtenido al minimizar la función objetivo que considera las tasas de ocupación de los vehículos resulta ser mayor que el entregado por el enfoque por vehículo, debido a que el movimiento 1 de la intersección 2 requiere un tiempo que no puede ser reducido para disminuir las demoras, por lo que se le otorga más tiempo de verde a los movimientos que poseen mayor carga de personas para aumentar las razones de verde efectivo. Para el movimiento 3 de la intersección 2, los tiempos de verde obtenidos resultan ser los mismos (8 segundos), debido a que el nivel de flujo no es suficientemente alto (83 automóviles), siendo el 1,4% del flujo total de automóviles, por lo que se activa la restricción de tiempo de verde mínimo semafórico en ambos casos. El desfase posee una diferencia de 3 segundos entre ambos escenarios, el cual beneficia principalmente al sentido Oeste-Este, ya que los buses que se detienen en el paradero 1, poseen 3 segundos más para aprovechar la onda de verde y lograr cruzar la línea de detención de la intersección 1.

Se observa que el eje con mayor carga en niveles de tasas de ocupación (mayor flujo de buses) correspondiente a los movimientos 2 y 3 en la intersección 1 (Blanco Encalada), presenta un aumento de la razón de verde efectivo de un 9,5% (disminuyendo la razón de verde efectivo del movimiento 1 en un 13,8%) y en la intersección 2, las razones de verde efectivo de los movimientos 2 y 4 aumentan en un 3,5% y 1,2%; respectivamente (disminuyendo la razón de verde efectivo del movimiento 1 en un 0,2%). A continuación se presentan las demoras medias vehiculares de todo el sistema:

Tabla 5.39: Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 3

Escenario	Demora Autos [veq-hr/hr]	Demora Buses [veq-hr/hr]	Demora Total [veq-hr/hr]
Actual	63,44	3,04	66,48
Veh	55,63	2,67	58,31
Per	56,84	2,52	59,36

Tabla 5.40: Variación demoras medias vehiculares Caso 3

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-12,31	-12,17	-12,29
Actual-Per	-10,40	-17,11	-10,71
Veh-Per	2,18	-5,62	1,80

Al observar las diferencias entre ambos escenarios, se ve que las demoras de los automóviles son mayores aproximadamente en un 2,2 % y un 5,6 % menores para los buses. La demora total resulta ser un 1,8 % mayor para todos, sin embargo, si las demoras vehiculares se ponderan por las tasas de ocupación en pax/veq se pueden observar las demoras para personas:

Tabla 5.41: Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 3

Escenario	Demora Autos [pax-hr/hr]	Demora Buses [pax-hr/hr]	Demora Total [pax-hr/hr]
Actual	93,26	79,04	172,30
Veh	81,78	69,42	151,20
Per	83,55	65,52	149,07

Tabla 5.42: Variación demoras de personas Caso 3

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-12,31	-12,17	-12,25
Actual-Per	-10,40	-17,11	-10,71
Veh-Per	2,18	-5,62	-1,40

Se observa que si se consideran las tasas de ocupación para obtener demoras, el hecho de minimizar una función objetivo que considere las tasas de ocupación de los vehículos, resulta aproximadamente un 1,4 % mejor que optimizar considerando demoras vehiculares. Esta mejora es mayor que el Caso 1 y menor que el Caso 2, lo que da la primera idea de que la restricción de verde mínimo de peatones influye en menor medida que la presencia de buses en los ejes transversales. Los tiempos de viajes a lo largo del eje Blanco Encalada se muestran a continuación:

Tabla 5.43: Tiempos de Viaje Transyt Caso 3

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	OE	EO	OE	EO
Actual	69,0	65,0	111,0	92,9
Veh	62,0	56,1	101,4	87,4
Per	61,9	55,3	96,6	85,9

Tabla 5.44: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 3

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	OE	EO	OE	EO
Actual-Veh	-10,1	-13,6	-8,7	-6,0
Actual-Per	-10,3	-14,9	-13,0	-7,6
Veh-Per	-0,2	-1,5	-4,7	-1,7

Además, se deben analizar las variaciones de los tiempos de viaje en los ejes Norte-Sur, para observar las pérdidas que se generan en los ejes menos cargados en términos de tasas de ocupación:

Tabla 5.45: Tiempos de Viaje Transyt Caso 3

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	SN	NS	SO	NS
Actual	53,4	55,7	107,0	56,3
Veh	49,2	67,3	102,1	68,0
Per	57,2	68,7	110,2	69,3

Tabla 5.46: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 3

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	SN	NS	SO	NS
Actual-Veh	-7,8	20,9	-4,6	20,9
Actual-Per	-7,1	23,3	-2,9	23,2
Veh-Per	16,2	2,0	7,9	1,9

Se observa en la Tabla 5.44 que tanto para el sentido Este-Oeste como Oeste-Este existe una mejora en los tiempos de viaje para ambos tipos de vehículos (automóviles y buses) al comparar el enfoque de personas con el de vehículos. La mejora más importante se encuentra en el tiempo de viaje de los buses en dirección Oeste-Este con 4,7% menos de tiempo de viaje que al optimizar con el enfoque de vehículos, debido a que, al aumentar el tiempo verde del movimiento 3 de la intersección 1 en conjunto con el desfase, algunos de los buses que no alcanzaban a ocupar ese tiempo de verde por la detención en el paradero, ahora podría ser alcanzado. También se debe analizar la pérdida presentada en los ejes Norte-Sur, tanto para

buses como para automóviles. Se observa en la Tabla 5.24 que para automóviles aumenta aproximadamente en un 16 % el tiempo de viaje de ir desde el sur por Beauchef hacia el norte por Almirante Latorre; esto resulta concordante con el aumento de la razón de verde efectivo del eje Blanco Encalada (movimientos 2 y 3) para la intersección 1 y la disminución de la razón de verde efectivo para el eje de Beauchef (movimiento 1), sin embargo la pérdida tiene una importancia relativa menor debido a que los automóviles que realizan ese tipo de movimiento sólo representan aproximadamente el 7% de todos los automóviles de la red. Además, los buses en dirección Sur-Oeste también sufren un aumento aproximado del 8 % en su tiempo de viaje, pero son sólo 3 buses que realizan este movimiento. Los buses que van desde el norte hacia el sur, sufren un aumento de aproximadamente un 2 % de su tiempo de viaje.

Tabla 5.47: Grados de saturación por pista Transyt Caso 3

Intersección	Acceso	Pista	Actual [%]	Veh [%]	Per [%]	
1	Este	1	38	39	36	
		2	47	48	44	
		3	47	49	44	
		4	47	49	44	
		5	47	49	44	
		Paradero 2	63	63	63	
			6	14	14	13
			7	7	7	7
	Oeste		8	46	47	43
			9	46	47	43
			10	46	47	43
		Paradero 1	28	28	28	
	Sur		11	59	61	71
		12	59	61	71	
2	Este	13	8	8	7	
		14	77	73	72	
		15	77	73	72	
		16	77	73	72	
		17	74	67	69	
		Paradero 3	14	14	14	
			18	85	84	81
	Oeste		19	70	69	67
			20	70	69	67
			21	70	69	67
		22	70	69	67	
Norte		23	75	88	88	
		24	76	89	90	

En la Tabla 5.47 se pueden observar las diferencias de los grados de saturación en cada pista para cada uno de los escenarios (ver Figura 5.6). El principal efecto que tiene el escenario Per a diferencia del escenario Veh, es que se disminuye el grado de saturación para los accesos con

mayor cantidad de personas (entre 1 % y 5 %), es decir, los accesos Oeste y Este, aumentando los grados de saturación de los accesos Norte y Sur (entre un 1 % y 10 %).

Los resultados de este caso mostraron que la restricción de verde mínimo peatonal posee cierta influencia en los beneficios, pero en este caso es un efecto menos relevante que la presencia de buses en ejes transversales. Es por esto que se debe analizar el caso que agrupe ambas variables.

Caso 4: Sin flujo de buses Norte-Sur, Norte-Oeste y Sur-Oeste con restricción de cruce peatonal de 18 segundos

Los tiempos de verde, desfases y tiempos de ciclo óptimos entregados por Transyt resultaron ser los siguientes:

Tabla 5.48: Programaciones obtenidas con Transyt Caso 4

Esc.	Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]							
			Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	104	5	38	58	58	44	36	9	50	
Veh	80	1	29	43	43	29	28	8	41	
Per	87	-2	26	53	53	31	33	8	46	

Tabla 5.49: Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 4

Escenario	Tiempos de verde [s]							
	Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	0,356	0,548	0,548	0,413	0,337	0,077	0,471	
Veh	0,350	0,525	0,525	0,350	0,338	0,088	0,500	
Per	0,287	0,598	0,598	0,345	0,368	0,080	0,517	

En este caso el tiempo del ciclo óptimo obtenido al minimizar la función objetivo que considera las tasas de ocupación de los vehículos resulta ser mayor que el entregado por el enfoque por vehículo, debido a que el movimiento 1 de la intersección 2 posee un flujo importante de vehículos, lo cual no permite disminuir el tiempo de verde de ese movimiento y es necesario aumentar el tiempo de ciclo para aumentar la razón de verde efectivo de los que poseen mayor carga en términos de personas. Para el movimiento 3 de la intersección 2, los tiempos de verde obtenidos resultan ser los mismos (8 segundos), debido a que el nivel de flujo no es suficientemente alto (83 automóviles), siendo el 1,4 % del flujo total de automóviles, por lo que se activa la restricción de tiempo de verde mínimo semafórico en ambos casos. El desfase posee una diferencia de 3 segundos entre ambos escenarios, el cual beneficia principalmente al sentido Oeste-Este, ya que los buses que se detienen en el paradero 1, poseen 3 segundos más para aprovechar la onda de verde y lograr cruzar la línea de detención de la intersección 1.

Se observa que el eje con mayor carga en niveles de tasas de ocupación (mayor flujo de buses) correspondiente a los movimientos 2 y 3 en la intersección 1 (Blanco Encalada), presenta un aumento de la razón de verde efectivo de un 13,9 % (disminuyendo la razón de verde efectivo del movimiento 1 en un 18 %) y en la intersección 2, nuevamente la razón de verde efectivo de los tramos más cargados en términos de personas, movimientos 2 y 4, aumentan en un 8,9 % y 3,4 %; respectivamente (el movimiento 1 disminuye en un 1,4 %). A continuación se presentan las demoras medias vehiculares de todo el sistema:

Tabla 5.50: Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 4

Escenario	Demora Autos [veq-hr/hr]	Demora Buses [veq-hr/hr]	Demora Total [veq-hr/hr]
Actual	63,06	2,68	65,74
Veh	54,14	2,26	56,41
Per	56,21	1,96	58,18

Tabla 5.51: Variación demoras medias vehiculares Caso 4

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-14,15	-15,67	-14,19
Actual-Per	-10,86	-26,87	-11,50
Veh-Per	3,82	-13,27	3,14

Al observar las diferencias entre ambos escenarios, se ve que las demoras de los automóviles son mayores aproximadamente en un 3,8 % y un 13,3 % menores para los buses. La demora total resulta ser un 3,1 % mayor para todos, sin embargo, si las demoras vehiculares se ponderan por las tasas de ocupación en pax/veq se pueden observar las demoras para personas:

Tabla 5.52: Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 4

Escenario	Demora Autos [pax-hr/hr]	Demora Buses [pax-hr/hr]	Demora Total [pax-hr/hr]
Actual	92,70	69,68	162,38
Veh	79,59	58,76	138,35
Per	82,63	50,96	133,59

Tabla 5.53: Variación demoras de personas Caso 4

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-14,15	-15,67	-14,80
Actual-Per	-10,86	-26,87	-17,73
Veh-Per	3,82	-13,27	-3,44

Se observa que si se consideran las tasas de ocupación para obtener demoras, el hecho de minimizar una función objetivo que considere las tasas de ocupación de los vehículos, resulta aproximadamente un 3,4% mejor que optimizar considerando demoras vehiculares. Este beneficio es el mejor de entre todos los casos obtenidos, causado por la eliminación de los buses en los ejes transversales y la disminución de la restricción de cruce peatonal. Los tiempos de viajes a lo largo del eje Blanco Encalada se muestran a continuación:

Tabla 5.54: Tiempos de Viaje Transyt Caso 4

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	OE	EO	OE	EO
Actual	69,0	65,0	111,0	92,0
Veh	61,7	55,9	102,9	86,4
Per	61,0	54,7	94,4	84,4

Tabla 5.55: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 4

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	OE	EO	OE	EO
Actual-Veh	-10,6	-14,0	-7,3	-6,1
Actual-Per	-11,5	-15,8	-14,9	-8,2
Veh-Per	-1,1	-2,1	-8,2	-2,3

Además, se deben analizar las variaciones de los tiempos de viaje en los ejes Norte-Sur, para observar las pérdidas que se generan en los ejes menos cargados en términos de tasas de ocupación:

Tabla 5.56: Tiempos de Viaje Transyt Caso 4

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	SN	NS	SO	NS
Actual	53,2	54,5	0,0	0,0
Veh	47,6	64,3	0,0	0,0
Per	58,9	69,1	0,0	0,0

Tabla 5.57: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 4

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	SN	NS	SO	NS
Actual-Veh	-10,7	18,0	0,0	0,0
Actual-Per	10,6	26,8	0,0	0,0
Veh-Per	23,8	7,5	0,0	0,0

Se observa en la Tabla 5.55 que tanto para el sentido Este-Oeste como Oeste-Este existe una mejora en los tiempos de viaje para ambos tipos de vehículos (automóviles y buses) al

comparar el enfoque de personas con el de vehículos, dado por el aumento de las razones de verde efectivo. La mejora más importante se encuentra en el tiempo de viaje de los buses en dirección Oeste-Este con 8,2% menos de tiempo de viaje al optimizar bajo el enfoque de personas comparado con el de vehículos, debido a que, al aumentar el tiempo de verde del movimiento 3 de la intersección 1 en conjunto con el efecto del desfase explicado anteriormente, algunos de los buses que no alcanzaban a ocupar ese tiempo de verde por la detención en el paradero, ahora podría ser alcanzado. También se debe analizar la pérdida presentada en los ejes Norte-Sur, tanto para buses como para automóviles. Se observa en la Tabla 5.57 que para automóviles aumenta en un 23,8% el tiempo de viaje de ir desde el sur por Beauchef hacia el norte por Almirante Latorre; esto resulta concordante con el aumento de la razón de verde efectivo del eje Blanco Encalada (movimientos 2 y 3) para la intersección 1 y la disminución de la razón de verde efectivo para el eje de Beauchef (movimiento 1), sin embargo la pérdida es de importancia relativa menor debido a que los automóviles que realizan ese tipo de movimiento sólo representan aproximadamente el 7% de todos los automóviles de la red. Además, los automóviles que viajan desde el Norte hacia el Sur (Club Hípico), sufren una pérdida del 7,5%. Los automóviles que realizan este movimiento corresponden al 12% del flujo total de automóviles en la red.

Tabla 5.58: Grados de saturación por pista Transyt Caso 4

Intersección	Acceso	Pista	Actual [%]	Veh [%]	Per [%]
1	Este	1	38	40	35
		2	47	49	43
		3	47	50	44
		4	47	50	44
		5	47	50	44
		Paradero 2	63	63	63
	Oeste	6	14	15	13
		7	7	7	6
		8	46	48	42
		9	46	48	42
		10	46	48	42
		Paradero 1	28	28	28
Sur	11	58	59	72	
	12	59	60	73	
2	Este	13	7	7	6
		14	77	73	70
		15	77	73	70
		16	77	73	70
		17	74	65	71
		Paradero 3	13	13	13
	Oeste	18	85	85	78
		19	70	70	64
		20	70	70	64
		21	70	70	64
22		70	70	64	
Norte	23	74	87	88	
	24	74	87	89	

En la Tabla 5.58 se pueden observar las diferencias de los grados de saturación en cada pista para cada uno de los escenarios (ver Figura 5.6). El principal efecto que tiene el escenario Per a diferencia del escenario Veh, es que se disminuye el grado de saturación para los accesos con mayor cantidad de personas (entre 1% y 6%), es decir, los accesos Oeste y Este, aumentando los grados de saturación de los accesos Norte y Sur (entre un 2% y 13%).

Los beneficios obtenidos en este caso superaron a todos los anteriores, lo que indica una influencia de la presencia de buses en ejes transversales y la restricción de tiempo de verde mínimo peatonal. Dado que esta optimización se realizó permitiendo valores de grados de saturación mayores a 85%, se procederá a realizar el mismo caso, pero restringiendo los grados de saturación a un máximo de 85% para analizar el efecto en las demoras totales.

Caso 5: Sin flujo de buses Norte-Sur, Norte-Oeste y Sur-Oeste con restricción de cruce peatonal de 18 segundos con grados de saturación máximos del 85 %

Los tiempos de verde, desfases y tiempos de ciclo óptimos entregados por Transyt resultaron ser los siguientes:

Tabla 5.59: Programaciones obtenidas con Transyt Caso 5

Esc.	Ciclo [s]	Desfase [s]	Tiempos de verde [s]							
			Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
			M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	104	5	38	58	58	44	36	9	50	
Veh	86	1	33	45	45	32	31	8	44	
Per	86	-2	27	51	51	32	31	8	44	

Tabla 5.60: Razones de verde efectivo obtenidas con Transyt Caso 5

Escenario	Tiempos de verde [s]							
	Int 1: Beauchef - Blanco			Int 2: Club Hípico - Blanco				
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M4	
Actual	0,356	0,548	0,548	0,413	0,337	0,077	0,471	
Veh	0,372	0,512	0,512	0,360	0,349	0,081	0,500	
Per	0,302	0,581	0,581	0,360	0,349	0,081	0,500	

En este caso el tiempo del ciclo óptimo obtenido al minimizar una función objetivo que considera las tasas de ocupación de los vehículos resulta ser igual que el entregado por la que usa demoras vehiculares, debido a que la restricción del grado de saturación máximo se activa en los dos casos en la intersección 2, lo que determina el valor del tiempo de ciclo. El desfase posee una diferencia de 3 segundos entre ambos escenarios, el cual beneficia principalmente al sentido Oeste-Este, ya que los buses que se detienen en el paradero 1, poseen 3 segundos más para aprovechar la onda de verde y lograr cruzar la línea de detención de la intersección 1.

Se observa que el eje con mayor carga en niveles de tasas de ocupación (mayor flujo de buses) correspondiente a los movimientos 2 y 3 en la intersección 1 (Blanco Encalada), presenta un aumento de la razón de verde efectivo de un 13,5% (disminuyendo la razón de verde efectivo del movimiento 1 en un 18,8%) y en la intersección 2, las razones de verde efectivo se mantienen constantes dado por la misma programación que poseen en ambos casos. Se observa que los cambios en las razones de verde efectivo de la intersección 1 son valores prácticamente iguales que los obtenidos en el caso 4, por lo que deberá analizarse la pérdida de beneficio de la programación que se mantiene constante en la intersección 2. A continuación se presentan las demoras medias vehiculares de todo el sistema:

Tabla 5.61: Demoras medias vehiculares obtenidas con Transyt Caso 5

Escenario	Demora Autos [veq-hr/hr]	Demora Buses [veq-hr/hr]	Demora Total [veq-hr/hr]
Actual	63,06	2,68	65,74
Veh	54,50	2,33	56,80
Per	55,48	2,11	57,60

Tabla 5.62: Variación demoras medias vehiculares Caso 5

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-13,57	-13,06	-13,60
Actual-Per	-12,02	-21,27	-12,38
Veh-Per	1,80	-9,44	1,41

Al observar las diferencias entre ambos escenarios, se ve que las demoras de los automóviles son mayores aproximadamente en un 1,8 % y un 9,4 % menores para los buses. La demora total resulta ser un 1,4 % mayor para todos, sin embargo, si las demoras vehiculares se ponderan por las tasas de ocupación en pax/veq se pueden observar las demoras para personas:

Tabla 5.63: Demoras de personas obtenidas con Transyt Caso 5

Escenario	Demora Autos [pax-hr/hr]	Demora Buses [pax-hr/hr]	Demora Total [pax-hr/hr]
Actual	92,70	69,68	162,38
Veh	80,12	60,58	140,70
Per	81,56	54,86	136,42

Tabla 5.64: Variación demoras de personas Caso 5

Escenario	Δ Demora Autos [%]	Δ Demora Buses [%]	Δ Demora Total [%]
Actual-Veh	-13,57	-13,06	-13,35
Actual-Per	-12,02	-21,27	-15,99
Veh-Per	1,80	-9,44	-3,04

Se observa que si se consideran las tasas de ocupación para obtener demoras, el hecho de minimizar una función objetivo que considere las tasas de ocupación de los vehículos, resulta aproximadamente un 3,0 % mejor que optimizar considerando demoras vehiculares. Este beneficio es un 0,4 % menor que el caso anterior, lo que quiere decir, que la restricción del grado de saturación máximo no influyó de gran manera en los resultados, por lo que, en este caso, la existencia de una intersección con grados de saturación elevados poseen una contribución baja en la minimización de las demoras de las personas. Los tiempos de viajes a lo largo del eje Blanco Encalada se muestran a continuación:

Tabla 5.65: Tiempos de Viaje Transyt Caso 5

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	OE	EO	OE	EO
Actual	69,0	65,0	111,0	92,0
Veh	62,6	57,6	103,3	88,1
Per	62,6	56,0	97,8	86,1

Tabla 5.66: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 5

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	OE	EO	OE	EO
Actual-Veh	-9,3	-11,3	-6,9	-4,2
Actual-Per	-9,2	-13,8	-11,9	-6,4
Veh-Per	0,1	-2,8	-5,3	-2,3

Además, se deben analizar las variaciones de los tiempos de viaje en los ejes Norte-Sur, para observar las pérdidas que se generan en los ejes menos cargados en términos de tasas de ocupación:

Tabla 5.67: Tiempos de Viaje Transyt Caso 5

Escenario	Tiempo de viaje Autos [s]		Tiempo de viaje Buses [s]	
	SN	NS	SO	NS
Actual	53,2	54,5	0,0	0,0
Veh	46,9	61,9	0,0	0,0
Per	55,7	61,9	0,0	0,0

Tabla 5.68: Variación Tiempos de Viaje Transyt Caso 5

Escenario	Δ Tiempo de viaje Autos [%]		Δ Tiempo de viaje Buses [%]	
	SN	NS	SO	NS
Actual-Veh	-12,0	13,4	0,0	0,0
Actual-Per	4,5	13,4	0,0	0,0
Veh-Per	18,8	0,0	0,0	0,0

Se observa en la Tabla 5.66 que tanto para el sentido Este-Oeste como Oeste-Este existe una mejora en los tiempos de viaje para ambos tipos de vehículos (automóviles y buses) al comparar el enfoque de personas con el de vehículos, dado por el aumento de las razones de verde efectivo. La mejora más importante se encuentra en el tiempo de viaje de los buses en dirección Oeste-Este con 5,3% menos de tiempo de viaje al optimizar bajo el enfoque de personas comparado con el de vehículos, debido a que, al aumentar el tiempo de verde del movimiento 3 de la intersección 1 en conjunto con el efecto del desfase explicado anteriormente, algunos de los buses que no alcanzaban a ocupar ese tiempo de verde por la detención en

el paradero, ahora podría ser alcanzado. También se debe analizar la pérdida presentada en los ejes Norte-Sur, tanto para buses como para automóviles. Se observa en la Tabla 5.68 que para automóviles aumenta en un 18,8% el tiempo de viaje de ir desde el sur por Beauchef hacia el norte por Almirante Latorre; esto resulta concordante con el aumento de la razón de verde efectivo del eje Blanco Encalada (movimientos 2 y 3) para la intersección 1 y la disminución de la razón de verde efectivo para el eje de Beauchef (movimiento 1), sin embargo la pérdida es de importancia relativamente menor debido a que los automóviles que realizan ese tipo de movimiento sólo representan aproximadamente el 7% de todos los automóviles de la red. Además, los automóviles que viajan desde el Norte hacia el Sur (Club Hípico), no sufren pérdida alguna, ya que no hubo modificación en la programación.

Tabla 5.69: Grados de saturación por pista Transyt Caso 5

Intersección	Acceso	Pista	Actual [%]	Veh [%]	Per [%]	
1	Este	1	38	41	36	
		2	47	51	45	
		3	47	51	45	
		4	47	51	45	
		5	47	51	45	
		Paradero 2	63	63	63	
			6	14	15	13
			7	7	8	7
	Oeste		8	46	49	43
			9	46	49	43
			10	46	49	43
		Paradero 1	28	28	28	
Sur		11	58	56	68	
		12	59	56	69	
2	Este	13	7	7	7	
		14	77	73	73	
		15	77	73	73	
		16	77	73	73	
		17	74	70	70	
		Paradero 3	13	13	13	
			18	85	82	82
	Oeste		19	70	68	68
			20	70	68	68
			21	70	68	68
		22	70	68	68	
Norte		23	74	85	85	
		24	74	85	85	

En la Tabla 5.69 se pueden observar las diferencias de los grados de saturación en cada pista para cada uno de los escenarios (ver Figura 5.6). El principal efecto que tiene el escenario Per a diferencia del escenario Veh, es que se disminuye el grado de saturación para los accesos con mayor cantidad de personas de la intersección 1 (entre 2% y 6%), es decir, los accesos Oeste y Este, aumentando los grados de saturación de los accesos Norte y Sur (aproximadamente

entre un 12 % y 13 %). Estos cambios se refieren a la intersección 1, ya que en la intersección 2, dado que en ambos escenarios se mantiene la programación del semáforo, no existe diferencia alguna en términos de variación en los grados de saturación.

Los beneficios encontrados, en este caso en particular, muestran que intersecciones congestionadas no poseen un gran aporte al ahorro total del sistema, por lo que los resultados están sujetos a las características propias de cada una de las redes.

5.5. Síntesis final

El mejor de los casos estudiados anteriormente (Caso 4, sin buses transversales y restricción de cruce peatonal sólo hasta la mitad de la calzada) mostró que, en términos de demoras de personas, el beneficio generado era de un 3,4 % mejor al optimizar bajo el enfoque de personas comparado con el de vehículos. Los beneficios obtenidos son menores que los reportados por Christofa et al. (2015) – 5,1 % de ahorro en demoras de personas. Cabe señalar que en Christofa et al. (2015), la optimización es en tiempo real y su comparación de los beneficios se realiza entre un modelo de optimización planteado por ellos (demoras de personas) y Transyt 7F (demoras de vehículos), lo cual resulta en que en el resultado de 5,1 % se mezclan tanto las diferencias de las funciones objetivos, como las de los enfoques empleados. Para el caso de estudio de esta tesis, los ahorros en tiempo de viaje de los buses variaron entre el 2 % y el 8 %, desbeneficiando a los automóviles en los ejes Norte-Sur entre un 8 % a un 24 %. Estos resultados son para grados de saturación de pistas que alcanzan hasta el 90 %. Si se restringe el grado de saturación máximo a 85 % (Caso 5) los beneficios en demoras son del 3 %, generando ahorros en tiempos de viaje para los buses entre el 2 % a 5 %, desbeneficiando a los automóviles de los ejes transversales en un 19 %.

Se concluye que los beneficios generados dependen fuertemente de las condiciones particulares de cada una de las redes, generando una varianza de los beneficios obtenidos (en este caso en particular se encontraron en la vecindad del 3 %). Además, para el caso estudiado, intersecciones con un nivel elevado de congestión no aportan gran cantidad de beneficio extra al sistema al optimizar demoras de personas.

Con estos antecedentes se puede decir que el enfoque de optimización basado en las tasas de ocupación de los vehículos, para este caso (dado el nivel de flujo de buses que posee), puede generar ahorros a todo el sistema si se analiza cada uno de los elementos que lo contienen, utilizando personas en vez de vehículos, lo cual coincide con la literatura reportada.

Capítulo 6

Conclusiones

6.1. Síntesis y Conclusiones

La optimización de semáforos resulta ser una herramienta importante para disminuir los tiempos de viaje en redes multimodales. Actualmente se realiza optimización basada en las demoras de vehículos, lo cual no necesariamente genera una solución óptima en términos de minimización de demoras de personas. En esta tesis principalmente se analizó el efecto que tenía el uso de las tasas de ocupación en la programación óptima de semáforos. Para esto se propusieron distintos objetivos como: analizar los ahorros en demoras que sufren las personas del sistema al optimizar una función objetivo dependiente de éstas en intersecciones aisladas, analizar los distintos supuestos que existen para poder utilizar diferentes herramientas computacionales de modelación de tránsito y distinguir cual puede acercarse más a una modelación de la realidad, utilizando datos reales medidos en una sección de avenida en Santiago y, finalmente, analizar los ahorros en demoras que sufren las personas del sistema al optimizar redes más complejas considerando las tasas de ocupación de los vehículos. Todos los objetivos mencionados fueron cumplidos y a continuación se explicarán con más detalle.

El modelo que presenta Akcelik (1981) resulta ser efectivo para el cálculo de los tiempos de ciclo óptimos, sin embargo, se mostró que posee limitaciones en lo que respecta a los valores máximos de los factores de carga total debido a la forma funcional que posee, lo cual es consistente con el diseño de intersecciones en las ciudades que considera un valor para el grado de saturación práctico entre 0,85 y 0,95. Se observó que para el modelo de Akcelik el factor de carga total límite correspondía a 0,83 lo que indicaba aproximadamente grados de saturación de hasta 0,95. Al ajustar un modelo que minimizara sólo demoras se obtuvieron parámetros distintos a los presentados por Akcelik (variación nula del parámetro a y 19 % parámetro b , ver ecuación 3.2), lo que generaba mejor ajuste, pero con mayor dispersión. Para la minimización de las demoras y detenciones, se lograron parámetros con un error del 10 % comparado con los de Akcelik, con diferencias del 0,35 % en el error porcentual absoluto medio (MAPE por sus siglas en inglés) obtenido, lo cual indica una validación del método utilizado y se procede a utilizar la misma metodología para estimar un modelo basado en tasas de ocupación.

La ecuación planteada del modelo de tasas de ocupación logró replicar los tiempos de ciclo óptimos obtenidos numéricamente con poca dispersión del error, reflejado tanto en el MAPE como en el gráfico de variación de tiempos de ciclo. Es necesario mencionar que el modelo posee restricciones debido a los supuestos en los que se sustenta, principalmente la modelación de dos pistas como máximo por acceso. Con respecto al modelo de repartos de tiempos de verde, se encontró una ecuación que considera el desbalance presentado ante la presencia de tasas de ocupación, favoreciendo a los accesos con mayor carga en términos de personas. Por otro lado, si se aplican los supuestos de Akcelik (no considerar tasas de ocupación), se puede lograr recuperar el modelo presentado por Akcelik, que asigna tiempos de verde a los movimientos críticos de acuerdo a principios de equisaturación. El modelo se ajustó correctamente a los datos e inclusive se mantuvo el mismo comportamiento al realizar la validación correspondiente con datos aleatorios, no utilizados para la estimación del modelo.

Además, se presentó un caso de estudio, el cual reflejó la efectividad del modelo y los resultados mostraron, principalmente, el efecto que poseían las tasas de ocupación en los tiempos de verde y cómo el tiempo de ciclo óptimo disminuía con respecto al modelo de Akcelik, para generar aumentos en las razones de verde en los accesos con mayor flujo de buses, los cuales tienen una tasa de ocupación estimada entre 25 a 40 veces la tasa de ocupación promedio de los automóviles. Esto se vio reflejado en el beneficio que poseía optimizar con el enfoque de personas versus el de vehículos, el cual mostró una mejora del 5,5 % en una intersección en términos de demoras de personas en la cual los buses no superan el 9 % del total de automóviles para el acceso con mayor cantidad de buses. Este resultado está dentro del orden de los beneficios obtenidos por Ma et al. (2014) – entre un 4,5 % y 6,3 % – para intersecciones aisladas con un porcentaje de buses del 12 % para el acceso con mayor cantidad de buses y 7 % para el menor.

Los modelos de tráfico presentados en la literatura requieren un análisis profundo antes de ser utilizados. En esta tesis se analizaron dos: modelo de tráfico mesoscópico de Transyt 15 y modelo de tráfico microscópico de Aimsun 8. Gibson y Aguirre (1984) señalan que el modelo de dispersión de buses que posee Transyt no es adecuado y requiere una muy fina calibración de parámetros para poder lograr una buena modelación (lo cual es bastante complejo). Es por esto que se compararon los histogramas de salida de buses en una intersección tanto para el modelo de tráfico de Transyt como para el modelo de tráfico de Aimsun. Con respecto a Transyt, se tuvieron que utilizar diferentes recursos para poder generar una buena modelación del paradero, dado que Transyt no fija un lugar físico del paradero (si existe una zona de influencia del paradero a través de los procesos de aceleración y frenado). Se propuso la metodología presentada en Fernandez et al. (2006) en la cual se agregaba un arco como cuello de botella del largo del paradero y se utilizaba la capacidad del paradero como flujo de saturación. Esta modelación ayudó a captar de mejor manera la detención de los buses en paraderos.

En el caso de Aimsun, dado que es un microsimulador de tráfico con un gran nivel de detalle, no se tuvo que ocupar nuevas herramientas para la modelación. De hecho, una de las grandes ventajas de Aimsun es la facilidad de generar variabilidad en la misma detención del bus en el paradero, lo que ayuda a mejorar la modelación. De acuerdo a la comparación con los histogramas observados en un segmento de vía en Santiago (avenida Blanco Encalada, entre Beauchef y Club Hípico), ambos modelos poseían un parecido general en las salidas,

sin embargo, se observó que Aimsun rescataba con mayor precisión la variabilidad generada en la modelación. En cambio Transyt, al modelar las salidas como pelotones y aplicar las formulas planteadas, la forma de los histogramas resultaba ser bastante suavizada, sin un nivel de variabilidad elevada. Cabe destacar que al analizar cada una de las réplicas presentadas en Aimsun, se observó un mayor parecido en algunas réplicas, esto debido a que los datos tomados para este estudio fueron solamente en un día, lo cual puede traducirse en que la realidad es una réplica de lo que realmente ocurre. Se observó, a partir de los histogramas, que el modelo de dispersión de pelotones (PDM) poseía una forma gráfica de pelotón y el modelo de transmisión de celdas (CTM) gráficamente representaba la dispersión por celdas. Al comparar el MAPE obtenido en cada uno de los casos, resulta que el MAPE usando el modelo de Transyt PDM es el menor de todos con un valor de 29,4%; luego, con un valor cercano está el MAPE promedio de Aimsun igual a 30,2%. El MAPE más alto (se aprecia en los gráficos su variabilidad) corresponde al del modelo CTM con un valor de 63,4%. Cabe destacar que Aimsun genera un espectro de réplicas, en las cuales una de ellas resultó ser más cercana (en término de la forma del histograma) a la observada, pero con un MAPE de 33,7%. Con esto se concluye que el modelo de dispersión de pelotones PDM fue el que mejor replicó las salidas de los buses.

También se realizó el análisis de una red básica para analizar los efectos del uso de tasas de ocupación en la programación óptima de semáforos. En redes de más de un semáforo, se agrega una variable al problema (el desfase), lo cual hace que la optimización no se pueda resolver de manera analítica, por lo que es necesario utilizar recursos computacionales. Para esto se utilizó la herramienta computacional Transyt 15 (dado los resultados obtenidos en los histogramas). Los resultados mostraron que en términos de demoras de personas era un 3,4% mejor optimizar bajo el enfoque de personas comparado con el de vehículos, bajo ciertas condiciones como ausencia de buses en ejes transversales y restricción de cruce peatonal disminuida hasta la mitad de la calzada. Los beneficios obtenidos son menores a 5,1% – valor los obtenido por Christofa et al. (2015) – pero en su trabajo la optimización es en tiempo real y su comparación de los beneficios se realiza entre el modelo de optimización planteado por ellos (demoras de personas) y Transyt 7F (demoras vehiculares), lo cual resulta que en el resultado de 5,1% se mezclan tanto las diferencias de las funciones objetivos, como las de los enfoques empleados. Para el caso de estudio, los ahorros en tiempo de viaje de los buses variaron entre el 2% y el 8%, desbeneficiando a los automóviles en los ejes Norte-Sur entre un 8% a un 24%. Estos resultados son para grados de saturación de pistas que alcanzan hasta el 90%. Si se restringe el grado de saturación máximo a 85% los beneficios en demoras son del 3%, generando ahorros en tiempos de viaje para los buses entre el 2% a 5%, desbeneficiando a los automóviles de los ejes transversales en un 19%. Esto indica que, para el caso estudiado, intersecciones congestionadas pueden no generar un aporte extra elevado al beneficio total del sistema.

Los ahorros obtenidos en la red simple coinciden con lo que reporta la literatura con diferencias menores que se deben principalmente a los casos particulares que se estudian. Se logró un beneficio del 5,5% para intersecciones aisladas y un 3,4% al complejizar el problema (redes de más de una intersección semaforizada), lo cual indica una mejora de la optimización de la programación de semáforos pre-fijados.

En resumen, se logró el objetivo de obtener un modelo analítico que representara la programación de semáforos basado en las tasas de ocupación para una intersección aislada, se analizó el funcionamiento de cada herramienta computacional y se modelaron escenarios que permitieron saber el comportamiento de la programación a partir de los diversos factores que componen la red y la consideración de tasas de ocupación, obteniéndose valores que se apoyaran en la literatura.

6.2. Líneas Futuras de Investigación

La principal línea futura de investigación es lograr generalizar este problema a más de una intersección, es decir, plantear una metodología que permita obtener la programación óptima de los semáforos de una red, incluyendo los desfases (en el caso de una intersección aislada no se presenta). Además, se podría generalizar el modelo encontrado en esta tesis, que considera las tasas de ocupación de los automóviles, a buses de distinto tamaño y considerando accesos con más de dos pistas.

Los resultados obtenidos de ahorros en tiempos de viaje muestran el potencial de la optimización de la programación de semáforos que considera la tasa de ocupación de los vehículos para la minimización de las demoras de personas en una red. La reducción en tiempo de viaje de los buses tiene un impacto potencial en la frecuencia óptima de operación de una línea. Si se utiliza el modelo básico de Mohring (1972), la reducción de tiempo de viaje de buses se transfiere en un ajuste en la oferta óptima, por lo que se obtiene que el aumento de la frecuencia y la disminución del tiempo de ciclo, provocarán una disminución de vehículos necesarios para cubrir este nivel de servicio. Entonces, al tener una menor flota los costos de los operadores se ven reducidos, tanto por la disminución de flota como por ahorro en costos de operación (e.g., el consumo de combustible disminuye si los buses circulan más rápido en el contexto urbano). Por otro lado, el costo de los usuarios disminuye, ya que su tiempo de espera dada una mayor frecuencia y el tiempo en el vehículo disminuyen, provocando una mejora del bienestar de los usuarios. En el supuesto de que no existiera un aumento de la frecuencia de servicio de los buses dado la disminución de tiempo de viaje, los operadores disminuirían su costo de todas formas dado que el tiempo de ciclo es menor, y los usuarios verían reducido su tiempo en el vehículo. Es por esto que se genera la necesidad de plantear un modelo que relacione la frecuencia óptima con la programación óptima de semáforos.

Otra línea de investigación posible, puede ser la comparación de los modelos de tráfico que tiene Transyt, el modelo de dispersión de pelotones (PDM) y el modelo de transmisión de celdas (CTM). Maher (2011) muestra que para un caso particular el tiempo de ciclo óptimo utilizando CTM es menor que al utilizar PDM. Esto reafirma la necesidad de hacer una comparación más exhaustiva en distintos escenarios y ocupando las tasas de ocupación de los vehículos.

Bibliografía

- Akcelik, R. (1981). Traffic signals: capacity and timing analysis. ARRB Transport Research Ltd. Research Report No. 123.
- Binning, J. C. (2015). Transyt 15 user guide. TRL Application Guide, Crowthorne: Transport Research Laboratory.
- Christofa, E., K. Ampountolas y A. Skabardonis (2015). Arterial traffic signal optimization: a person-based approach. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* 66, 27–47.
- CONASET (2012). Manual de señalización de tránsito. Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones.
- Daganzo, C. F. (1994). The cell transmission model: A dynamic representation of highway traffic consistent with the hydrodynamic theory. *Transportation Research Part B: Methodological* 28 (4), 269–287.
- Daganzo, C. F. (1995). The cell transmission model, part ii: network traffic. *Transportation Research Part B: Methodological* 29 (2), 79–93.
- Fernández, R. (2014). Temas de ingeniería y gestión de tránsito. RiL editores.
- Fernandez, R., E. Valenzuela, F. Casanello y C. Jorquera (2006). Evolution of the transyt model in a developing country. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 40 (5), 386–398.
- Fernández, R., E. Valenzuela y F. González (2005). Determinación de parámetros en la modelación de paraderos para transantiago. *Actas del XII Congreso Chile de Ingeniería de Transporte*. Valparaíso, 17 al 21 de Octubre de 2005.
- Furth, P., B. Cesme y T. Rima (2010). Signal priority near major bus terminal: Case study of ruggles station, boston, massachusetts. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (2192), 89–96.
- Furth, P. y T. H. Muller (2000). Conditional bus priority at signalized intersections: better service with less traffic disruption. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (1731), 23–30.
- Gantz, D. T. y J. R. Mekemson (1990). Flow profile comparison of a microscopic car-following

- model and a macroscopic platoon dispersion model for traffic simulation. En: Simulation Conference, 1990. Proceedings., Winter. IEEE, pp. 770–774.
- Gardner, K., C. D’Souza, N. Hounsell, B. Shrestha y D. Bretherton (2009). Review of bus priority at traffic signals around the world. UITP Working Group Technical Report.
- Gibson, J. (2001). Teoría de flujos vehiculares. Apunte de Clase, División Ingeniería de Transporte, Universidad de Chile.
- Gibson, J. y J. Aguirre (1984). Sobre la correcta especificación y calibración del modelo de dispersión de robertson. Departamento de Ingeniería Civil, Santiago, Chile.
- Gibson, J., G. Bartel y J. E. Coeymans (1997). Redefinición de los parámetros de capacidad de una intersección semaforizada bajo condiciones de tráfico mixto. Actas del VIII Congreso Chile de Ingeniería de Transporte. Santiago, 11 al 14 de Noviembre de 1997.
- Gibson, J. y R. Fernandez (1995). Recomendaciones para el diseño de paraderos de buses de alta capacidad. Apuntes de Ingeniería 18 (1).
- Gibson, J., M. Munizaga, C. Schneider y A. Tirachini (2016). Median busways versus mixed-traffic: Estimation of bus travel time under different priority conditions with explicit modelling of delay at traffic signals. En: Transportation Research Board 94th Annual Meeting, Washington, DC.
- Gipps, P. G. (1981). A behavioural car-following model for computer simulation. Transportation Research Part B: Methodological 15 (2), 105–111.
- Gipps, P. G. (1986). A model for the structure of lane-changing decisions. Transportation Research Part B: Methodological 20 (5), 403–414.
- Guler, S. I. y M. Menendez (2014). Analytical formulation and empirical evaluation of pre-signals for bus priority. Transportation Research Part B: Methodological 64, 41–53.
- Highway-Capacity-Manual (2010). Highway capacity manual. Transportation Research Board.
- Hounsell, N., G. Bowen, D. Cook y K. Gardner (1997). Sprint: Active bus priority in fixed time UTC in London. Traffic management and road safety, Brunel University, 1-5 september 419.
- Ma, W., K. L. Head y Y. Feng (2014). Integrated optimization of transit priority operation at isolated intersections: A person-capacity-based approach. Transportation Research Part C: Emerging Technologies 40, 49–62.
- Maher, M. (2011). A comparison of the use of the cell transmission and platoon dispersion models in transyt 13. Transportation planning and technology 34 (1), 71–85.
- MDS-Sectra (2013). Manual de diseño y evaluación social de proyectos de vialidad urbana (MESPIVU).

- Miller, A. J. (1963). Settings for fixed-cycle traffic signals. *Operation Research Society* 14, 373–386.
- Mohring, H. (1972). Optimization and scale economies in urban bus transportation. *The American Economic Review* 62 (4), 591–604.
- Ratrout, N. T. y S. M. Rahman (2009). A comparative analysis of currently used microscopic and macroscopic traffic simulation software. *The Arabian Journal for Science and Engineering* 34 (1B), 121–133.
- Robertson, D. I. (1969). *Transyt: a traffic network study tool*. Report LR253, Road Research Laboratory, Ministry of Transport, Crowthorne, Berkshire.
- SECTRA (2013). *Mediciones de aforos de tráfico y perfiles de carga en servicios troncales en el gran santiago*.
- SECTRA (2014). *Teoría de flujos vehiculares. Actualización y recolección de información del sistema de transporte urbano, IX Etapa: Encuesta Origen Destino Santiago 2012. Encuesta origen destino de viajes 2012 (Documento Difusión), Informe Universidad Alberto Hurtado*.
- Tirachini, A. (2014). The economics and engineering of bus stops: Spacing, design and congestion. *Transportation research part A: Policy and Practice* 59, 37–57.
- TSS (2015). *Aimsun users manual v8.1.1*. Transport Simulation Systems, Barcelona, Spain.
- UOCT (2013). *Manual de programación y modelación de semáforos*. Unidad Operativa de Control de Tránsito.
- Velasco, L. M. y J. E. Coeymans (2005). Calibración de parámetros básicos vehiculares para flujo interrumpido en modelos de simulación microscópica: Getram en santiago. *Actas del XII Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte, Valparaíso*.
- Webster, F. V. (1958). *Traffic signal settings*. Road Research Technical Paper No.39. Ministry of Transport, HMSO, London.
- Wu, J. y N. Hounsell (1998). Bus priority using pre-signals. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 32 (8), 563–583.

Anexo A

Códigos programados en MATLAB

A.1. Código de minimización de demoras vehiculares

Los códigos ocupados en esta sección se encuentran en el siguiente repositorio de Dropbox:

<https://www.dropbox.com/sh/nuy4dx44j1n4ed8/AADbimNJSF5biRvy8Eudxcb7a?dl=0>

A.2. Código de minimización de demoras vehiculares y detenciones

Los códigos ocupados en esta sección se encuentran en el siguiente repositorio de Dropbox:

<https://www.dropbox.com/sh/xbyflk6ucdtx0xq/AAAXDHPurkMEwKbZTwX4-miJa?dl=0>

A.3. Código de minimización de demoras de personas y detenciones

Los códigos ocupados en esta sección se encuentran en el siguiente repositorio de Dropbox:

<https://www.dropbox.com/sh/3wnulpi0d2pijkm/AABeDJbto6TQVutAZXmOehHca?dl=0>

Anexo B

Comparación modelos de tasas de ocupación

B.1. Aplicación de modelos a datos con un grado de saturación máximo de 0,90

En esta sección se aplicarán los parámetros ajustados para cada uno de los modelos (M1 a M5) a los datos utilizados en el modelo M1. La Figura B.1 muestra que todos los modelos poseen una curva similar con respecto a los datos del modelo M1, por lo que al escoger el modelo M3 menos restringido (grados de saturación hasta 1,00) se estarían cubriendo los demás casos sin perder precisión en las estimaciones. Si se observa la Tabla B.1, el menor de los MAPES obtenidos corresponde al del modelo ajustado (M1), pero se puede ver que los modelos M2, M3, M4 y M5 poseen un ajuste similar. En el caso del R^2 , ocurre la misma situación.

Tabla B.1: Valor parámetros ajustados para cada uno de los modelos propuestos

Modelo	R^2	$MAPE$ [%]
M1	0,812	5,562
M2	0,811	5,586
M3	0,811	5,588
M4	0,811	5,585
M5	0,811	5,585

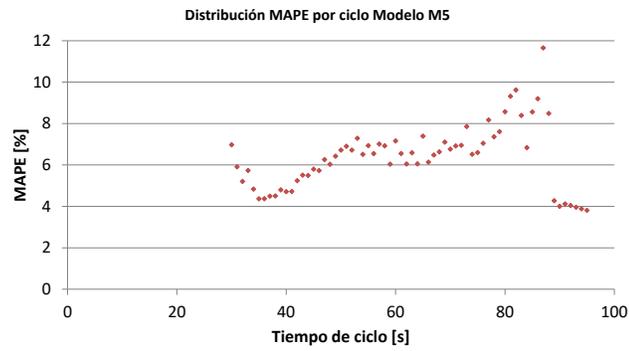
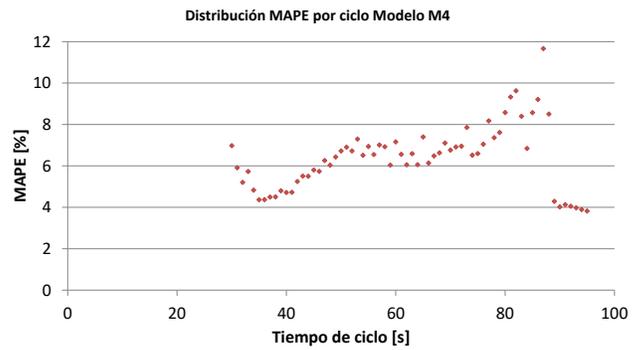
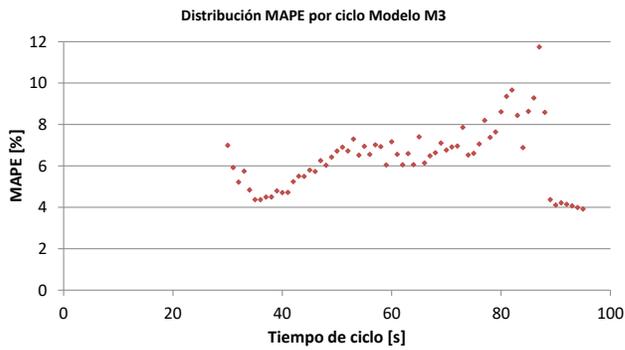
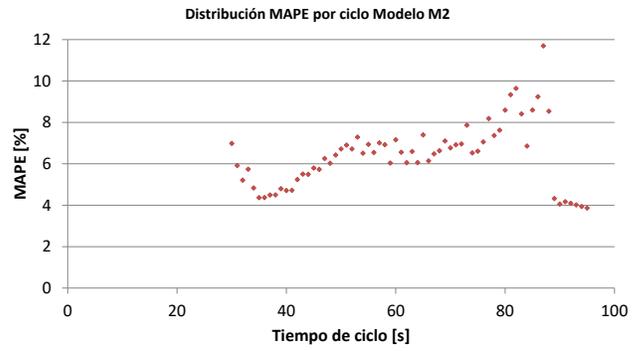
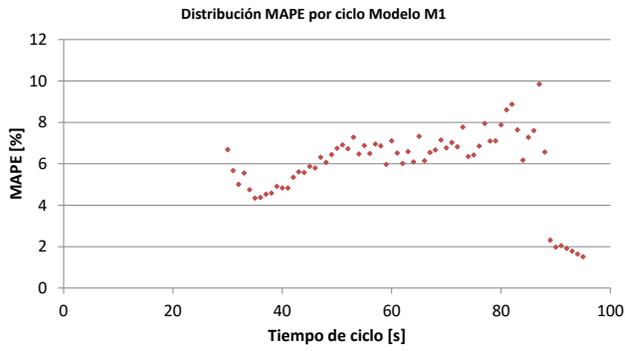


Figura B.1: Distribución MAPE por ciclo datos modelo M1 para grados de saturación hasta (a) 0,90 (b) 0,95 (c) 1,00 (d) 1,00 e Y hasta 0,85 (e) 0,95 e Y hasta 0,85

B.2. Aplicación de modelos a datos con un grado de saturación máximo de 0,95 y un factor de carga total máximo de 0,85

En esta sección se aplicarán los parámetros ajustados para cada uno de los modelos (M1 a M5) a los datos utilizados en el modelo M5. La Figura B.2 muestra que todos los modelos poseen una curva similar con respecto a los datos del modelo M5, por lo que al escoger el modelo M3 menos restringido (grados de saturación hasta 1,00) se estarían cubriendo los demás casos sin perder precisión en las estimaciones. Si se observa la Tabla B.2, se puede ver que los modelos M1, M2, M3, M4 y M5 poseen el mismo ajuste en MAPE y R^2 al aplicarse a los datos dados de M5.

Tabla B.2: Valor parámetros ajustados para cada uno de los modelos propuestos

Modelo	R^2	MAPE [%]
M1	0,874	5,551
M2	0,874	5,506
M3	0,874	5,506
M4	0,874	5,506
M5	0,874	5,506

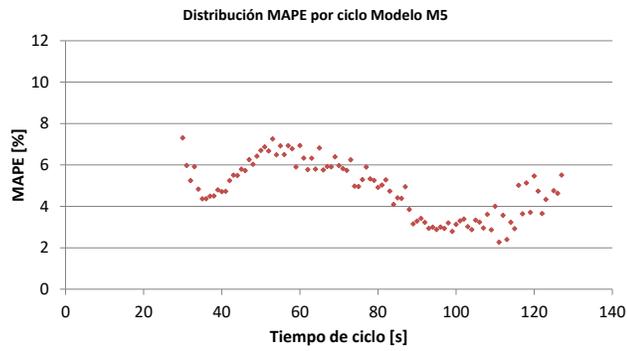
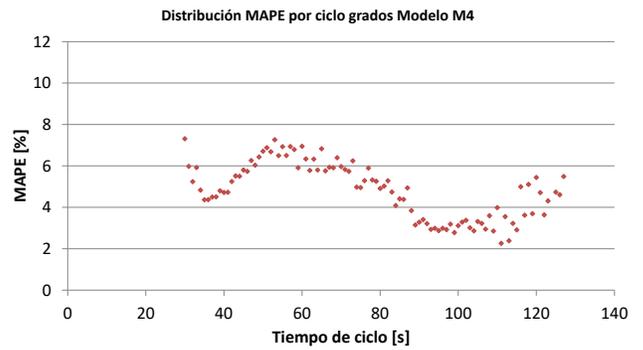
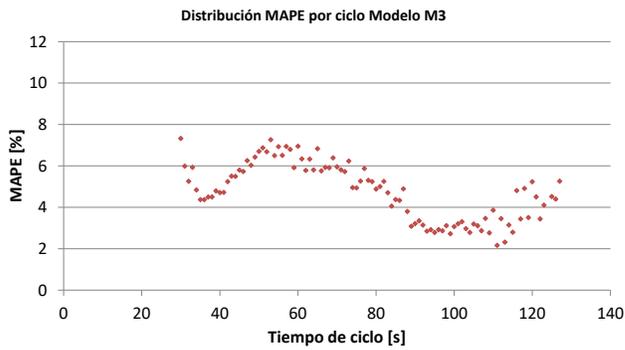
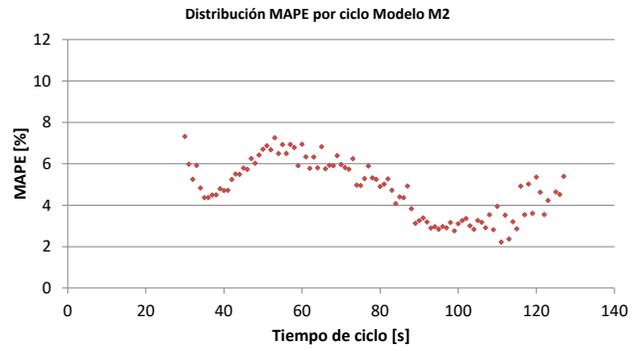
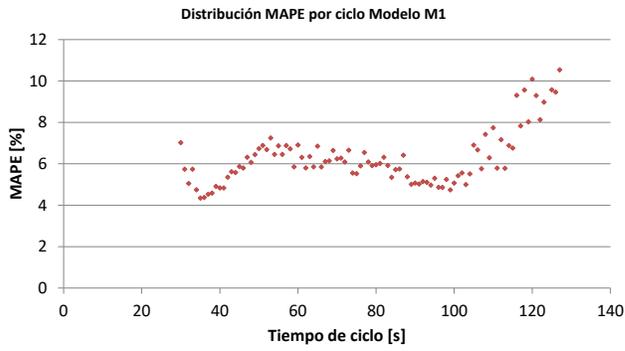


Figura B.2: Distribución MAPE por ciclo datos modelo M5 para grados de saturación hasta (a) 0,90 (b) 0,95 (c) 1,00 (d) 1,00 e Y hasta 0,85 (e) 0,95 e Y hasta 0,85

Anexo C

Parámetros de Modelación de la Red para Histogramas

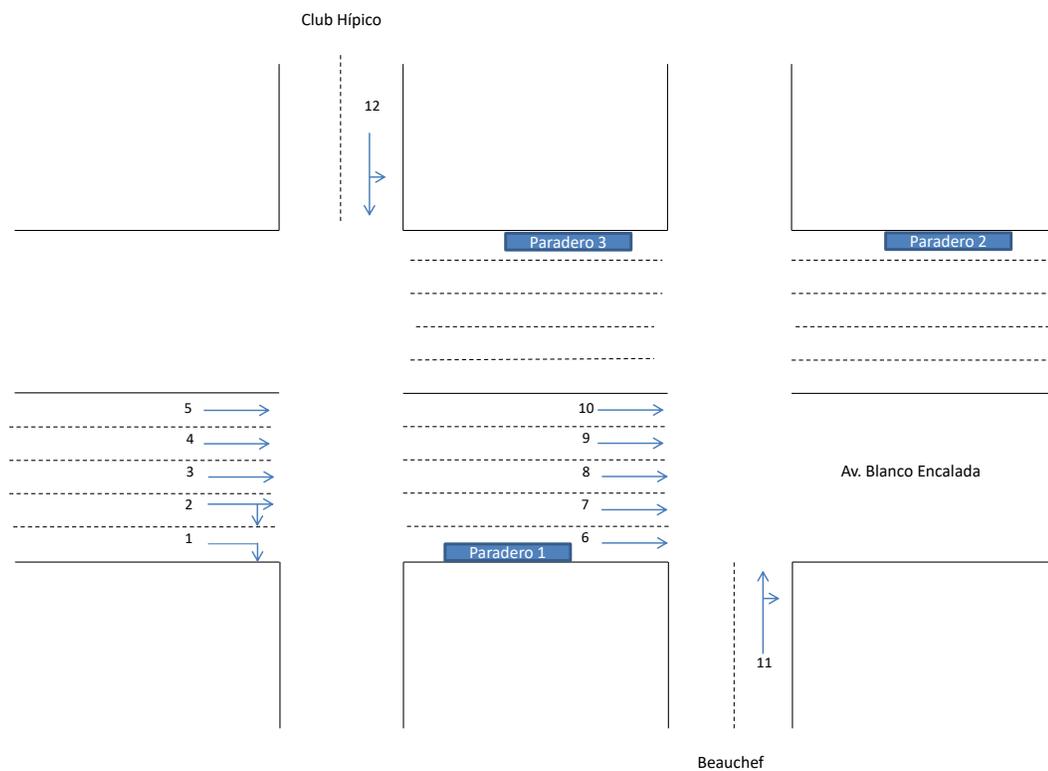


Figura C.1: Distribución pistas red Blanco Encalada

C.1. Flujos por pista y factores de corrección

Tabla C.1: Flujo por pista y movimiento

Pista	Flujo [veh/h]									
	Automóvil		Bus Rígido		Bus Articulado		Camión		Mini Bus	
	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran
1	0	393	0	0	0	0	0	9	0	1
2	86	231	16	0	13	0	7	6	18	0
3	452	0	0	0	0	0	7	0	0	0
4	452	0	0	0	0	0	7	0	0	0
5	452	0	0	0	0	0	7	0	0	0
6	0	0	13	0	10	0	0	0	18	0
7	129	0	3	0	3	0	1	0	0	0
8	496	0	0	0	0	0	1	0	0	0
9	496	0	0	0	0	0	1	0	0	0
10	496	0	0	0	0	0	1	0	0	0
11	453	171	5	0	0	0	6	4	3	0
12	316	89	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla C.2: Factores de corrección y flujo de saturación

Pista	f_c [veq/ADE]	f_a	sb [ADE/h]	s [veq/h]	S_{final} [veq/h]
1	1,28	0,988	1933	1498	1498
2	1,25	0,988	2141	1692	1692
3	1,00	0,988	2141	2116	2116
4	1,00	0,988	2141	2116	2116
5	1,00	0,988	1992	1969	1969
6	1,00	0,988	1933	1911	1298
7	1,00	0,988	2141	2116	2116
8	1,00	0,988	2141	2116	2116
9	1,00	0,988	2141	2116	2116
10	1,00	0,988	1992	1969	1969
11	1,05	1,058	1992	2001	2001
12	1,10	1,058	1933	1866	1866

C.2. Factores de equivalencia compuestos por pista y ponderados por el flujo

Tabla C.3: Factores de equivalencia por pista

Pista	Flujo [veh/h]									
	Automóvil		Bus Rígido		Bus Articulado		Camión		Mini Bus	
	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran
1		1,25		1,66				1,97		1,71
2	1,12	1,40	1,56		2,34		1,58	1,97	1,29	
3	1,00						1,58			
4	1,00						1,58			
5	1,00						1,58			
6			1,66		2,49				1,37	
7	1,00		1,56		2,34		1,58			
8	1,00						1,58			
9	1,00						1,58			
10	1,00						1,58			
11	1,00	1,25	1,45				1,58	1,82	1,20	
12	1,00	1,15								

Tabla C.4: Factores de equivalencia ponderados por flujo de cada pista [veq/veh]

	Auto	Buses Rígidos	Buses Articulados	Buses	Camiones	Mini Buses
Factor	1,05	1,60	2,40	1,96	1,70	1,33

Anexo D

Parámetros de Modelación de la Red para Casos de Estudio

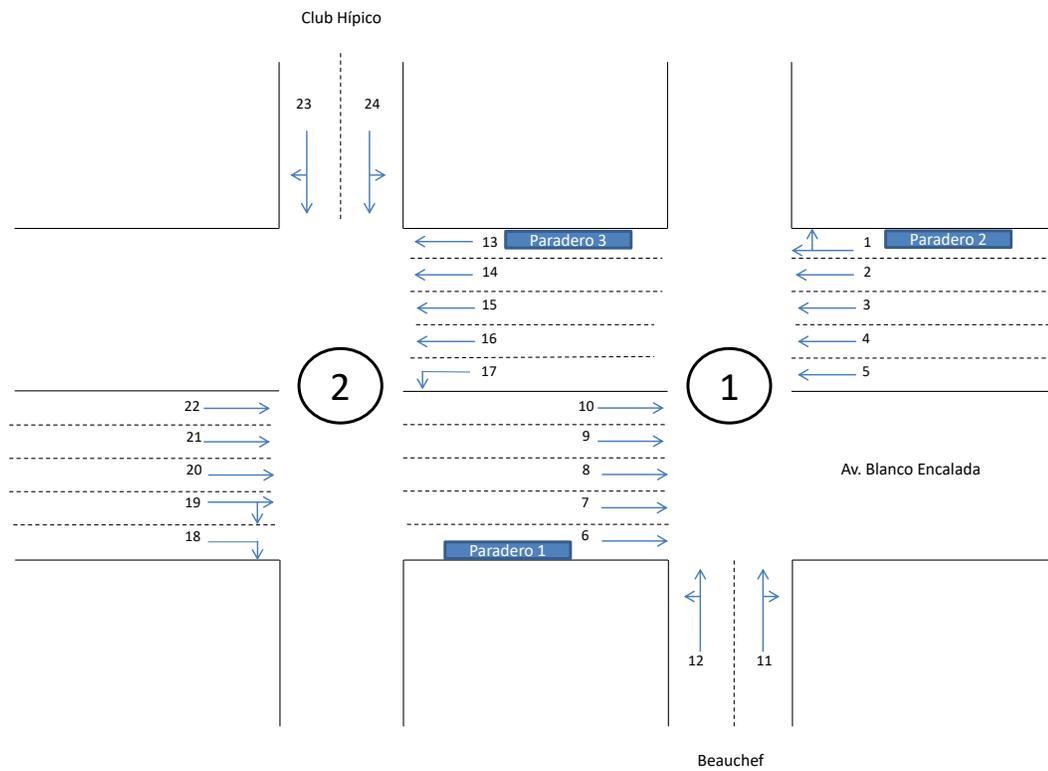


Figura D.1: Distribución pistas red Blanco Encalada

D.1. Flujos por pista y factores de corrección

Tabla D.1: Flujo por pista y movimiento

Pista	Flujo [veh/h]									
	Automóvil		Bus Rígido		Bus Articulado		Camión		Mini Bus	
	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran
1	0	128	16	0	7	0	0	0	0	0
2	460	0	24	0	11	0	7	0	4	0
3	522	0	0	0	0	0	7	0	4	0
4	522	0	0	0	0	0	7	0	4	0
5	522	0	0	0	0	0	8	0	4	0
6	0	0	25	0	16	0	0	0	13	0
7	40	0	6	0	4	0	13	0	0	0
8	498	0	0	0	0	0	13	0	0	0
9	498	0	0	0	0	0	13	0	0	0
10	498	0	0	0	0	0	13	0	0	0
11	316	63	0	0	0	0	1	1	0	0
12	111	230	0	3	0	0	0	2	0	0
13	0	0	19	0	7	0	0	0	0	0
14	724	0	8	0	4	0	10	0	5	0
15	724	0	8	0	4	0	10	0	5	0
16	724	0	8	0	3	0	10	0	5	0
17	0	83	0	0	0	0	0	1	0	0
18	0	339	0	0	0	0	0	3	0	0
19	6	207	31	0	20	0	0	0	13	0
20	464	0	0	0	0	0	16	0	0	0
21	464	0	0	0	0	0	16	0	0	0
22	464	0	0	0	0	0	16	0	0	0
23	255	204	5	10	0	0	6	4	3	2
24	453	134	5	0	0	0	6	6	3	0

Tabla D.2: Factores corrección y flujo de saturación final

Pista	f_c [veq/ADE]	f_a	sb [ADE/h]	s [veq/h]	S_{final} [veq/h]
1	1,28	0,988	1933	1489	1062
2	1,00	0,988	2141	2116	2116
3	1,00	0,988	2141	2116	2116
4	1,00	0,988	2141	2116	2116
5	1,00	0,988	1992	1969	1969
6	1,00	0,988	1933	1911	1301
7	1,00	0,988	2141	2116	2116
8	1,00	0,988	2141	2116	2116
9	1,00	0,988	2141	2116	2116
10	1,00	0,988	1992	1969	1969
11	1,07	1,058	1933	1904	1904
12	1,15	1,058	1992	1834	1834
13	1,00	0,988	1933	1911	1326
14	1,00	0,988	2141	2116	2116
15	1,00	0,988	2141	2116	2116
16	1,00	0,988	2141	2116	2116
17	1,15	0,988	1992	1712	1712
18	1,27	0,988	1933	1499	1499
19	1,18	0,988	2141	1801	1801
20	1,00	0,988	2141	2116	2116
21	1,00	0,988	2141	2116	2116
22	1,00	0,988	1992	1969	1969
23	1,15	1,058	1933	1782	1782
24	1,05	1,058	1992	2015	2015

D.2. Factores de equivalencia por pista

Tabla D.3: Factores de equivalencia por pista

Pista	Factores de equivalencia [veq/veh]									
	Automóvil		Bus Rígido		Bus Articulado		Camión		Mini Bus	
	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran
1		1,39	1,66			2,49				
2	1,02		1,56			2,34	1,58		1,29	
3	1,00						1,58		1,29	
4	1,00						1,58		1,29	
5	1,00						1,58		1,12	
6			1,66			2,49				1,37
7	1,13		1,56			2,34	1,58			
8	1,00						1,58			
9	1,00						1,58			
10	1,00						1,58			
11	1,00	1,25					1,58	1,97		
12	1,00	1,15		1,67				1,82		
13			1,66			2,51				
14	1,00		1,56			2,49	1,58		1,29	
15	1,00		1,56			2,34	1,58		1,29	
16	1,00		1,56			2,34	1,58		1,29	
17		1,15						1,82		
18		1,25						1,97		
19	1,13	1,41	1,56			3,11			1,29	
20	1,00						1,58			
21	1,00						1,58			
22	1,00						1,58			
23	1,00	1,25	1,41	1,76			1,58	1,97	1,16	1,45
24	1,00	1,15	1,45				1,58	1,82	1,20	

D.3. Flujos por pista y factores de corrección sin buses en ejes transversales

Tabla D.4: Flujo por tipo y movimiento

Pista	Flujo [veh/h]									
	Automóvil		Bus Rígido		Bus Articulado		Camión		Mini Bus	
	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran
1	0	128	16	0	7	0	0	0	0	0
2	460	0	24	0	11	0	7	0	4	0
3	522	0	0	0	0	0	7	0	4	0
4	522	0	0	0	0	0	7	0	4	0
5	522	0	0	0	0	0	8	0	4	0
6	0	0	25	0	16	0	0	0	13	0
7	40	0	6	0	4	0	13	0	0	0
8	498	0	0	0	0	0	13	0	0	0
9	498	0	0	0	0	0	13	0	0	0
10	498	0	0	0	0	0	13	0	0	0
11	312	63	0	0	0	0	1	1	0	0
12	115	230	0	0	0	0	0	2	0	0
13	0	0	16	0	7	0	0	0	0	0
14	724	0	24	0	11	0	10	0	5	0
15	724	0	0	0	0	0	10	0	5	0
16	724	0	0	0	0	0	10	0	5	0
17	0	83	0	0	0	0	0	1	0	0
18	0	339	0	0	0	0	0	3	0	0
19	6	207	31	0	20	0	0	0	13	0
20	464	0	0	0	0	0	16	0	0	0
21	464	0	0	0	0	0	16	0	0	0
22	464	0	0	0	0	0	16	0	0	0
23	269	204	0	0	0	0	6	4	3	2
24	439	134	0	0	0	0	6	6	3	0

Tabla D.5: Factores corrección y flujo de saturación

Pista	f_c [veq/ADE]	f_a	sb [ADE/h]	s [veq/h]	S_{final} [veq/h]
1	1,28	0,988	1933	1489	1062
2	1,00	0,988	2141	2116	2116
3	1,00	0,988	2141	2116	2116
4	1,00	0,988	2141	2116	2116
5	1,00	0,988	1992	1969	1969
6	1,00	0,988	1933	1911	1301
7	1,00	0,988	2141	2116	2116
8	1,00	0,988	2141	2116	2116
9	1,00	0,988	2141	2116	2116
10	1,00	0,988	1992	1969	1969
11	1,07	1,058	1933	1903	1903
12	1,15	1,058	1992	1838	1838
13	1,00	0,988	1933	1911	1326
14	1,00	0,988	2141	2116	2116
15	1,00	0,988	2141	2116	2116
16	1,00	0,988	2141	2116	2116
17	1,15	0,988	1992	1712	1712
18	1,27	0,988	1933	1499	1499
19	1,18	0,988	2141	1801	1801
20	1,00	0,988	2141	2116	2116
21	1,00	0,988	2141	2116	2116
22	1,00	0,988	1992	1969	1969
23	1,14	1,058	1933	1793	1793
24	1,05	1,058	1992	2012	2012

D.4. Factores de equivalencia por pista sin flujo de buses en ejes transversales

Tabla D.6: Factores de equivalencia por pista

Pista	Factores de equivalencia [veq/veh]									
	Automóvil		Bus Rígido		Bus Articulado		Camión		Mini Bus	
	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran	Directo	Viran
1		1,39	1,66			2,49				
2	1,02		1,56			2,34	1,58		1,29	
3	1,00						1,58		1,29	
4	1,00						1,58		1,29	
5	1,00						1,58		1,12	
6			1,66			2,49				1,37
7	1,13		1,56			2,34	1,58			
8	1,00						1,58			
9	1,00						1,58			
10	1,00						1,58			
11	1,00	1,25					1,58	1,97		
12	1,00	1,15						1,82		
13			1,66			2,51				
14	1,00		1,56			2,49	1,58		1,29	
15	1,00		1,56			2,34	1,58		1,29	
16	1,00		1,56			2,34	1,58		1,29	
17		1,15						1,82		
18		1,25						1,97		
19	1,13	1,41	1,56			3,11			1,29	
20	1,00						1,58			
21	1,00						1,58			
22	1,00						1,58			
23	1,00	1,25					1,58	1,97	1,16	1,45
24	1,00	1,15					1,58	1,82	1,20	