

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SECCIÓN DE POSGRADO**



**OPTIMIZACIÓN DEL CICLO SEMAFÓRICO EN
INTERSECCIONES CONGESTIONADAS A NIVEL
MICROSCÓPICO**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA DE TRANSPORTES**

ELABORADO POR

GUIDO BENJAMIN JERI GODOY

ASESOR

Dr. Sc. Ing. JOSÉ CARLOS MATÍAS LEÓN

**LIMA-PERÚ
2015**

DEDICATORIA A:

Dios	Por haberme concedido la vida y la sabiduría para poder concluir con éxito mis objetivos y metas.
Mi madre	Hilda A. Godoy Cáceres Por el amor, apoyo y sacrificio brindado durante toda mi vida y mi carrera.
Mi padre	L. Benjamín Jeri León Por su enseñanza de vida, por forjar mi profesión y por el apoyo continuo y constante.
Mi esposa	Rocío I. Saldaña Gálvez Por su paciencia, amor, apoyo brindado y perseverancia.
Mis hijos	Ángela Zolange, Iván Benjamín, Guido Yair Abel Con amor.
Mis hermanos	Galya, Abel, Patricia e Hilda Gabriela Con cariño y aprecio.
Mi familia	A toda mi familia en general.
Mis compañeros	A los compañeros de clase de la Maestría.
Mis Amigos	A todos en general, que de una u otra manera hicieron posible mi desarrollo personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional de Ingeniería y a sus docentes por las enseñanzas impartidas durante el tiempo dedicado al estudio de la Maestría en Ciencias con Mención en Ingeniería de Transportes.

Al Dr. Sc. Ing. José Carlos Matías León, gran profesor, maestro y amigo, Asesor de la Tesis, por haberme apoyado, orientado y dirigido durante todo el proceso de la elaboración de la misma quien de manera continua y desinteresada me motivó para concluir la presente Tesis, así como por los conocimientos impartidos en los cursos que nos brindó durante el desarrollo de la Maestría.

A mi familia, quienes de manera constante y permanente me brindaron su apoyo y ayuda, estimulándome constantemente en mi labor y quienes supieron disculparme por el tiempo y dedicación que les fuera sustraído durante la temporada que duró los estudios de la maestría y para la realización de la presente Tesis.

A todos los compañeros y amigos que contribuyeron de una u otra forma en el desarrollo de la presente Tesis, por las muchas bondades que me permitieron tener confianza en el logro de la Tesis.

INDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO	Pág.
PORTADA	i
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS	ix
TABLAS	ix
FIGURAS	x
ÍNDICE DE ANEXOS	xi
NOMENCLATURA GENERAL	xii
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 DESCRIPCIÓN ACTUAL	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.3.1. Problema General	4
1.3.2. Problemas Específicos	4
1.4 OBJETIVO GENERAL Y OBJETIVO ESPECÍFICO	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos	5
1.5 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.5.1. Hipótesis General	5
1.5.2. Hipótesis Específicas	5
1.6 IMPORTANCIA	6
1.7 JUSTIFICACIÓN	6
1.8 VARIABLES E INDICADORES DE INVESTIGACIÓN	7
1.8.1. Variables	7
1.8.2. Indicadores	7

1.8.3. Unidad de Análisis	8
1.8.4. Período de Análisis	8
1.8.5. Matriz Operacional de Variables	8
1.8.6. Matriz de Consistencia	8
1.8.7. Metodología de la Investigación	10
a) Tipo de Investigación	10
b) Nivel de Investigación	10
c) Técnicas de Recolección de Datos	10
d) Fuentes de Información	10
e) Estimación y Tamaño de la Muestra	10
f) Análisis Operacional	10
CAPITULO II: EL MARCO TEÓRICO Y MARCO CONCEPTUAL	11
2.1 CONTROL SENSIBLE AL TRÁFICO DE INTERSECCIONES COORDINADAS	11
2.1.1 El SCOOT	12
2.1.2 El SCATS	12
2.1.2 OLA VERDE	12
2.2 MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL - TEORÍA DEL TRÁFICO	13
2.2.1. VARIABLES IMPORTANTES	13
A. Densidad	13
B. Volumen o Flujo	13
C. Velocidad	14
C.1. Velocidad promedio de rodaje	14
C.2. Velocidad promedio de viaje	15
C.3. Velocidad media espacial	15
C.4. Velocidad media temporal	15
C.5. Velocidad de flujo libre	15
C.6. Velocidad percentil	15
D. Relación entre los Tres Parámetros Básicos	15
D.1. Gráfico Fundamental de Flujo Vehicular	16
2.2.2. CAPACIDAD	17
A. Capacidad Vial	17
B. Capacidad de Intersecciones Semaforzadas	18
B.1 Condiciones de Tráfico	18
B.2 Condiciones de la Vía	18
B.3 Condiciones de Semaforzación	18
2.2.3. NIVEL DE SERVICIO PARA INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS	21

A. Nivel de Servicio A	22
B. Nivel de Servicio B	22
C. Nivel de Servicio C	22
D. Nivel de Servicio D	22
E. Nivel de Servicio E	22
F. Nivel de Servicio F	22
2.2.4. DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TRÁNSITO	23
A. De Tiempo Fijo	24
B. Dinámicos	24
C. Coordinados	25
D. Actuados / Semi-Actuados	26
E. Adaptativos	26
2.2.5. COMPONENTES TÉCNICOS DE TRÁNSITO	26
2.2.6. SEMAFORIZACIÓN	27
2.2.7. PLANIFICACIÓN DEL TRÁFICO	27
2.3 MARCO TEORICO INSTRUMENTAL	29
2.3.1 TEORÍA Y RESEÑA DE MODELOS DE TRÁFICO VEHICULAR	29
A. MODELOS MACROSCÓPICOS:	30
A.1. Modelos de asignación de equilibrio [11]	30
A.2. Modelo de Nagel-Schreckenberger [15]	30
A.3 Modelo lineal de B. D. Greenshields [8]	31
A.4 Modelo logarítmico de H. Greenberg [7]	31
A.5 Modelo exponencial de R. T. Underwood [17]	31
A.6 Familia de modelos de L. A. Pipes y P. K. Munjal [2]	32
B. MODELOS MICROSCÓPICOS:	32
B.1. Modelos del vehículo siguiente [4]	32
B.2. Modelos de la General Motor [3]	32
B.3. Modelo de Gipps del vehículo siguiente [5]	33
B.4. Modelo de Conservación vehicular [1]	33
2.3.2 PLATAFORMAS DE SIMULACIÓN MÁS UTILIZADAS	34
2.4 ANÁLISIS OPERACIONAL	35
2.4.1. MÓDULO DE ENTRADA DE DATOS	36
A) CONDICIONES GEOMÉTRICAS	36
B) CONDICIONES DE TRÁFICO	37
C) CONDICIONES DE SEMAFORIZACIÓN	39
D) VALORES POR DEFECTO	39
2.4.2. MÓDULO DE AJUSTE DE VOLÚMENES	39

A) DETERMINACIÓN DE LOS GRUPOS DE VÍAS PARA EL ANÁLISIS	40
2.4.3. MÓDULO DE TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN	41
A) FACTORES DE AJUSTE	42
A-1. Factor de Ajuste por Ancho de Vía	42
A-2. Factor de Ajuste para Vehículos Pesados y Pendientes	42
A-3. Factor de Ajuste por Estacionamiento	42
A-4. Factor de Bloqueo por Transporte Público	43
A-5. Factor de Ajuste por Tipo de Área	43
A-6. Factor de Ajuste de Utilización de Vía	43
A-7. Factor de Ajuste de Volteo a la Derecha	44
A-8. Factor de Ajuste de Volteo ala Izquierda	45
A-8.1 Procedimiento Especial: Factor de Ajuste del Volteo a la izquierda Fase Permitida	45
A-8.2 Modelo Básico para Aproximaciones Multivía y Vías de Volteo a la Izquierda Exclusiva-Permitidas	47
A-8.3 Modelo Básico para Aproximaciones de la Vía Simple Opuesta a Aproximaciones de Vía Simple	50
A-8.4 Casos Especiales para Volteos a la Izquierda Permitidos	52
2.4.4. MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD	53
2.4.5. MÓDULO DE NIVEL DE SERVICIO	54
A) Demora Uniforme d_1	55
B) Demora Incremental d_2	56
B-1. Término de Calibración de Incremento de Demora (K)	57
B-2. Factor de Ajuste de Filtrado/Medición Aguas Arriba (I)	57
C) Demora Por Demanda Residual d_3	57
D) Demora Estimada Total d_A	57
E) Determinación del Nivel de Servicio	58
CAPITULO III: DESARROLLO DEL TRABAJO DE LA TESIS	59
3.1 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS OPERACIONAL	59
3.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA INTERSECCIÓN A ESTUDIAR	59
3.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA INTERSECCIÓN	60
A) En Intersecciones	61
b) Red Vial Existente	61
3.2 PASOS EFECTUADOS PARA EL CAMBIO DE ELEMENTOS EN EL ANÁLISIS OPERACIONAL	62
3.2.1. DETERMINACIÓN DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN ACTUANTE	62
3.2.2. DETERMINACIÓN DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN IDEAL	64

3.2.3. DETERMINACIÓN DE TIEMPOS PERDIDOS EN LA PARTIDA	66
3.2.4. DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE SERVICIO DE RECOJO DE CARGA Y DESCARGA DE PASAJEROS DE TRANSPORTE PÚBLICO	69
3.2.5. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE AJUSTE POR ANCHO DE VÍA	71
3.2.6. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD PEATONAL EN LA INTERSECCIÓN	71
3.3 ANÁLISIS OPERACIONAL	74
3.3.1. FASE 1: Cuadro de Entrada de Datos	74
3.3.2. FASE 2: Cuadro de Volumen Ajustado	74
3.3.3. FASE 3: Cuadro para la Tasa de Flujos de Saturación Ajustada	74
3.3.4. FASE 4: Cuadro para el Análisis de la Capacidad	77
3.3.5. FASE 5: Cuadro de la Demora y el Nivel de Servicio	77
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS, RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN Y CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS	80
4.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INTERSECCIÓN ESTUDIADA	80
4.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS	83
4.2.1. CONTRASTACIÓN DE LAS HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	83
4.2.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS GENERAL	84
4.3. PROPUESTAS PARA LA INTERSECCIÓN ESTUDIADA	84
4.3.1. PARTICULARIDADES DE MANIOBRA DEL TRÁNSITO EN LA ZONA ESTUDIADA	84
4.3.2. PROPUESTA METODOLÓGICA	85
4.3.3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DESARROLLADA	85
4.4. OBSERVACIONES AL SISTEMA DE TRÁNSITO ACTUAL	86
CONCLUSIONES	88
RECOMENDACIONES	90
BIBLIOGRAFÍA	92
ANEXOS	93

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

TABLAS

Tabla 1.01 Relación de Empresas Operadoras del Servicio Urbano en la ciudad de Ayacucho	3
Tabla 1.02 Indicadores de Variable y Unidad de Medida	7
Tabla 1.03 Variables Independientes e Indicadores	8
Tabla 1.04 Variables e Indicadores	8
Tabla 1.05 Matriz de Consistencia	9
Tabla 2.01. Criterio de Nivel de Servicio para Intersecciones Semaforizadas	22
Tabla 2.02. Ventajas y Desventajas Sistemas Tiempo Fijo	24
Tabla 2.03. Relación entre Tipo de Arribo y Razón de Grupo	38
Tabla 2.04. Valores por Defecto para Usar en el Análisis	39
Tabla 2.05. Equivalente de vehículos que pasan E_{L1} Para Volteos a la Izquierda Permitidos	47
Tabla 2.06. Factor de Ajuste de Progresión (PF)	56
Tabla 2.07. Factor de Ajuste para Anchos Promedios de Vías (f_w)	110
Tabla 2.08. Factor de Ajuste por Vehículos Pesados (f_{NV})	110
Tabla 2.09. Factor de Ajuste por Pendiente (f_g)	110
Tabla 2.10. Factor de Ajuste por Estacionamiento (f_p)	111
Tabla 2.11. Factor de Ajuste por Bloqueo de Transporte Público (f_{bb})	111
Tabla 2.12. Factor de Ajuste por Tipo de Área (f_b)	111
Tabla 2.13. Factor de Ajuste para Volteo a la Derecha (f_{RT})	111
Tabla 2.14. Factor de Ajuste para Volteo a la Izquierda (f_{LT})	112
Tabla 3.01. Tasa de Flujo de Saturación Actuante – Av. M. Cáceres Este - Oeste	63
Tabla 3.02. Tasa de Flujo de Saturación Actuante – Av. M. Cáceres Oeste - Este	64
Tabla 3.3. Tasa de Flujo de Saturación Actuante – Jr. Libertad Norte - Sur	64
Tabla 3.4. Tasa de Flujo de Saturación Ideal – Av. M. Cáceres Este - Oeste	65
Tabla 3.5. Tasa de Flujo de Saturación Ideal – Av. M. Cáceres Oeste - Este	66
Tabla 3.6. Tasa de Flujo de Saturación Ideal – Jr. Libertad Norte - Sur	66
Tabla 3.7. Determinación de Tiempo Perdido en la Partida – Av. M. Cáceres Este - Oeste	67
Tabla 3.8. Determinación de Tiempo Perdido en la Partida – Av. M. Cáceres Oeste – Este	68
Tabla 3.9. Determinación de Tiempo Perdido en la Partida Jr. Libertad Norte – Sur	68
Tabla 3.10. Tiempo Promedio de Demora de Servicio (10/07/13)	70
Tabla 3.11. Tiempo Promedio de Demora de Servicio (12/07/13)	70
Tabla 3.12. Determinación de la Velocidad Promedio de Caminata Peatonal	73
Tabla 3.13. Cuadro de Entrada de Datos	75

Tabla 3.14. Cuadro de Volumen Ajustado	75
Tabla 3.15. Cuadro de Tasa de Flujo de Saturación	76
Tabla 3.16. Cálculo de Análisis de Capacidad	78
Tabla 3.17. Cuadro Adicional para Volteos a la Izquierda Permitidos (A y B)	113
Tabla 3.18. Cálculo de la Demora y Nivel de Servicio sin Fila Inicial de Vehículos	114
Tabla 3.19. Cuadro Adicional para Demora Uniforme para Volteo a la Izquierda con Fase Primaria y Secundaria	114
Tabla 3.20. Determinación de la Razón de Grupo de Campo (A y B)	115
Tabla 4.01. Resultado del Flujo de Saturación Ideal Ajustado	81
Tabla 4.02. Resultado de Razón de Grupo de Vías y Condición	82
Tabla 4.03. Resultado de la Determinación de la Velocidad Peatonal en la Intersección	82
Tabla 4.04. Propuestas de Solución	85

FIGURAS

Fig. 2.01. Relación entre los Tres Parámetros Básicos	15
Fig. 2.02. Diagrama Fundamental de Flujo Vehicular	17
Fig. 2.03. Niveles de Servicio	23
Fig. 2.04. Sensores Inductivos	24
Fig. 2.05 Esquema Maestro - Control Local	25
Fig. 2.06. Esquema En Cadena	25
Fig. 2.07. Esquema Central de Tráfico, Controles Maestros y locales	25
Fig. 2.08 Esquema Central de Tráfico y controles encadenados	26
Fig. 2.09. Sistema de Semaforización	27
Fig. 2.10. Descripción del grado de profundidad de los modelos de tráfico	29
Fig. 2.11. Variación de la familia de curvas ϕ vsp con la velocidad como parámetro	31
Fig. 2.12. Modelo de conservación vehicular de autopista con carriles discretos	33
Fig. 2.13. Porciones de la Fase Verde	46
Fig. 3.01. Sección Vial Típica Promedio en el Tramo en Estudio	61

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO N° 01: MAPAS DE UBICACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO Y FOTOGRAFÍA AÉREA DE MICROLOCALIZACIÓN	93
ANEXO N° 02: CROQUIS CON EL SENTIDO DEL TRÁFICO	94
ANEXO N° 03: SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS CALLES EN ESTUDIO	98
ANEXO N° 04: PANEL FOTOGRÁFICO	99
Fotografía N° 01: Vista aérea de la Ciudad de Ayacucho	99
Fotografía N° 02: Jr. 9 de Diciembre y Av. Mariscal. Cáceres (N-S)	99
Fotografía N° 03: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. 9 de Diciembre (O-E)	100
Fotografía N° 04: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. Asamblea (O-E)	100
Fotografía N° 05: Jr. Asamblea y Av. Mariscal. Cáceres (S-N)	101
Fotografía N° 06: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. Asamblea (E-O)	101
Fotografía N° 07: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. 3 Máscaras (O-E)	102
Fotografía N° 08: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. 3 Máscaras (S-N)	102
Fotografía N° 09: Jr. Sol y Av. Mariscal. Cáceres (N-S)	103
Fotografía N° 10: Jr. 9 de Diciembre y Av. Mariscal. Cáceres (N-S)	103
Fotografía N° 11: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. Garcilazo (O-E)	104
Fotografía N° 12: Jr. Garcilazo y Av. Mariscal. Cáceres (S-N)	104
Fotografía N° 13: Av. Mariscal. Cáceres y Jr. Libertad (E-O)	105
Fotografía N° 14: Jr. Libertad y Av. Mariscal. Cáceres (N-S)	105
Fotografía N° 15: Jr. Asamblea (Vehículos Estacionados)	106
Fotografía N° 16: Jr. Asamblea (Calle Peatonal)	106
Fotografía N° 17: Jr. Libertad (Vehículos estacionados en zona rígida)	107
Fotografía N° 18: Jr. Libertad (Motos estacionados en zona rígida)	107
Fotografía N° 19: Jr. Libertad (Vehículos estacionados en zona rígida)	108
Fotografía N° 20: Jr. Libertad (Triciclo obstaculiza el Tráfico)	108
Fotografía N° 21: Jr. Libertad (Paso No permitido de Vehículos Pesados)	109
Fotografía N° 22: Jr. Garcilazo (Carro Recolector de Basura Obstruye Tráfico)	109
ANEXO N° 05: TABLAS Y CUADROS	110
ANEXO N° 06: CUADROS DE CONTEO DE VOLUMEN VEHICULAR CLASIFICADO	116
Jr. 9 de Diciembre	116
Jr. Libertad	117
Jr. Garcilazo de la Vega	118
Jr. 3 Máscaras	119
Av. Mariscal Cáceres – entre Jr. Asamblea y Jr. 9 de Diciembre	120
Av. Mariscal Cáceres – Entre Jr. Garcilazo y Jr. Libertad	121
Jr. Asamblea	122
ANEXO N° 07: Secciones Viales Existentes en las Principales Vías de la ciudad de Ayacucho	123

NOMENCLATURA GENERAL

Fu	=	Factor de ajuste de volteo a la izquierda en el grupo de vías, dado en a tabla 12 o cálculo descriptivo posteriormente.
Gf	=	tiempo hasta el arribo del primer vehículo que voltea a la izquierda
gq-gr	=	Tiempo de espera hasta que despeje la fila opuesta
gu	=	Tiempo disponible de volteo a la izquierda.
d1	=	demora uniforme (seg/veh)
d2	=	Demora incremental (seg/veh)
d3	=	Demora por demanda residual (seg/veh)
di	=	demora promedio por vehículo para la intersección (seg/veh)
Gi	=	Actual tiempo de verde asignado al grupo de vías i, seg
Yi	=	Suma de los tiempo de cambio y limpieza (amarrillo mas todo rojo), asignados al grupo de vías i, seg
Ri	=	Actual tiempo de rojo exclusivo del tiempo de limpieza todo rojo asignado al grupo de vías i, en seg.
Gi	=	Tiempo efectivo de verde para el grupo de vías i, en seg.
Ri	=	Tiempo efectivo de rojo para el grupo de vías i, en seg.
I1	=	Tiempo perdido en partida, en seg.
I2	=	Tiempo perdido de limpieza, en seg.
e	=	Extensión del efectivo verde (la cantidad del tiempo del intervalo de cambio y limpieza usando como efectivo verde en seg.)
t	=	Total tiempo perdido para el grupo de vías (la suma de L1 y L2, en seg)
Gp	=	Mínimo tiempo de verse seg.
Fp	=	Factor de ajuste para cuando el grupo de vías arriba en verde
Va	=	Flujo ajustado para la aproximación A
K	=	Factor de demora incremental, depende del ajuste del controlador.
W (m)	=	Ancho de la vía en metros.
N3	=	Número de unidades de transporte (Cúster)
FHP	=	Factor Hora Pico
FFS	=	Velocidad de Flujo Libre (Free Flow Speed)
vph	=	Vehículos por hora
vhpv	=	Vehículos por hora de efectivo tiempo de verde para un grupo de vía dado
vhpvpv	=	Vehículos por hora en tiempo de verde por vía
v/c	=	Flujo de Capacidad o razón Volumen-Capacidad

RESUMEN

Esta Tesis es propuesta para obtener el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería de Transportes en la Universidad Nacional de Ingeniería - UNI. El contexto de la Tesis son los Sistemas de Tránsito Vehicular, los cuales, en gran parte se encuentran en una situación crítica en las principales ciudades del mundo, las cuales sufren de insuficiente capacidad vial frente a una demanda de tránsito cada vez más alta. Los efectos de esta congestión son el mayor consumo de combustible, mayores tiempos de viaje, mayor contaminación, entre otros. Esta problemática posee muchas aristas para su solución, una de las cuales es la gestión de los semáforos con el fin de tener una óptima capacidad de las vías frente a la cada vez más alta demanda. El Problema radica en optimizar el Ciclo Semafórico en Intersecciones, en especial en los casos en que las rutas se encuentran fuertemente congestionadas. En esta Tesis se propone un método para encontrar este sistema de control óptimo para redes viales fuertemente congestionadas haciendo uso de técnicas de investigación operativa y aplicando algunos principios sistémicos. Se busca que tras la aplicación del método se pueda obtener planes de tiempo que funcionen de manera coordinada y permitan el paso de mayor flujo vehicular de manera flexible y para una gran cantidad de casos y bajo restricciones de los sistemas de tránsito reales. También se busca que el modelo propuesto sirva de base para enfocar problemas similares y para crear mejores métodos.

ABSTRACT

This thesis is proposed to the National Engineering University - UNI for the graduate in Master in Science Grade with specialization in Transportation Engineering. The context of the thesis are the Vehicular Traffic Systems, which largely are in a critical situation in major cities around the world which suffer from insufficient road capacity against a traffic demand increasingly high. The effects of this congestion are increased fuel consumption, increased travel times, increased pollution, among others. This problem has many facets to its solution, one of which is the management of traffic lights in order to have an optimal capacity of the way against the increasingly high demand. The problem lies in optimizing the traffic light cycle at intersections, especially in cases where the routes are heavily congested. In this thesis a method for finding optimal control system for road heavily congested road networks making use of operations research techniques and applying some systemic principles is proposed. It is intended that after application of the method can obtain time plans operating in a coordinated way and allow the passage of traffic flow more flexibly and for a lot of cases and restrictions under real traffic systems. It is also intended that the proposed model as a basis for focusing similar problems and create better methods.

INTRODUCCIÓN

Consciente del creciente problema de tráfico vehicular en las ciudades en pleno crecimiento, y tras advertir por medio la observación que el sistema de transporte en general no funciona de la mejor manera, se plantea y argumenta el evidente mal uso de los semáforos por parte de las autoridades, por razones simples como la falta de sincronización ó el funcionamiento bajo los mismos tiempos durante todo el día entre otras cosas; así como por el mal uso de las vías por parte de los ciudadanos, dada la constante indisciplina entre vehículos públicos, particulares livianos y de carga.

El enfoque general de la presente Tesis denominada “*Optimización del Ciclo Semafórico en Intersecciones Congestionadas a Nivel Microscópico*” es presentar los principales fundamentos, estado del arte y puntos de vista conceptuales y metodológicos que se tienen en cuenta para el correcto desarrollo de los estudios de tránsito: metodologías para la determinación de la capacidad vial y niveles de servicio, programas de ingeniería de tránsito, estudios de campo para el tránsito vehicular y estudios de campo para usuarios.

La congestión vehicular es provocada por muchos factores entre ellos, el rápido aumento poblacional, lo cual genera una mayor demanda de transporte, la deficiencia en la construcción de infraestructura vial y la falta de educación en los conductores. Todos estos factores originan que día a día exista una mayor congestión vehicular, demoras, accidentes y problemas ambientales.

El fenómeno de transporte vehicular es complejo, pero a través de modelos de simulación obtenemos una mejor comprensión del fenómeno, además nos ayuda a analizar el comportamiento del tráfico vehicular, para mejorar su administración y operación, y así disminuir la congestión vehicular.

Este trabajo tiene como objetivo el desarrollo de una herramienta de simulación para describir algunas de las principales características del fenómeno de tráfico vehicular, tomando como base de datos de entrada, los provenientes del trabajo de campo, en el que se realiza en una serie de observaciones del flujo vehicular, de una calle principal del sistema vial urbano Ayacucho. Dado que los modelos analíticos son muy complejos, realizaremos nuestra simulación basada en modelos de simulación estadística, orientados a procesos de eventos discretos.

CAPITULO I

1.0 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Los sistemas de transporte en pista, en la actualidad, atraviesan un periodo problemático que tiene impacto negativo en los usuarios del sistema de transporte y en la sociedad. Debido a su naturaleza e impacto, esto ha sido extensamente tratado y estudiado como lo explica el HCM-2000¹ [9] en su primer capítulo. La mayoría de las propuestas y soluciones giran en torno a 4 aspectos: Inversión en Infraestructura Vial, Reestructuración de Vías, Sistemas Inteligentes y Optimización de Ciclos Semafóricos.

Los primeros avances para optimizar los tiempos de los semáforos se pueden encontrar con Webster desde 1958, el cual estableció teoría y conceptos que se usan en la actualidad en herramientas para optimizar las fases de los semáforos en una intersección, el modelo de estado continuo. El modelo suponía distribuciones estadísticas de llegada de los vehículos y encontraba aquellas fases que con mayor probabilidad impediría que un semáforo esperara en vano por vehículos en un sentido.

Posteriormente Whiter, Kimber y Hollis establecieron un modelo dependiente del tiempo para hallar las fases de semáforos en una intersección, los cuales lidiaban mejor con condiciones de sobre-saturación de las vías y no suponían distribuciones específicas de llegada de los vehículos. Avances más recientes incluyen los semáforos adaptativos, las olas verdes, y el uso de técnicas de Inteligencia Artificial para encontrar secuencias de semáforos óptimas para una intersección o en algunos casos para un conjunto de estas.

El problema específico que se quiere resolver es el tener una herramienta con la cual se pueda optimizar los ciclos semafóricos de un conjunto de intersecciones y así lograr un mayor flujo vehicular y tiempos de espera más equilibrados para todos los vehículos haciendo uso de técnicas de investigación operativa y algunos principios sistémicos.

1.2 DESCRIPCIÓN ACTUAL

La Región Ayacucho, se encuentra ubicada en la parte de la sierra central del territorio peruano con una extensión de 43 815 Km² y una población de 642972 habitantes (Fuente: INEI-Censo 2007). La población de los distritos de Ayacucho (100,935 habitantes), Carmen Alto (16,080 habitantes), Jesús Nazareno (15,399 habitantes) y San Juan Bautista (38,457 habitantes) suman un total de 170,871 habitantes (INEI-Censo 2007) define el tamaño de la demanda de la población para la presente Tesis. Además se considera las poblaciones de los distritos cercanos de Pacaycasa, Quinua, Socos, Tambillo, Vinchos; los mismos que suman 43,022 habitantes (INEI-Censo 2007), que constantemente visitan la ciudad de Ayacucho para realizar diversas gestiones como administrativas, de salud, de estudio y comerciales.

¹ Highway Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

Por otro lado, las secciones transversales de las calles de la ciudad de Ayacucho son totalmente variables, tal como se muestra en el Anexo 03, las cuales generan en determinados momentos el congestionamiento vehicular y por ende el retraso y pérdida de tiempo. Otros factores como la antigüedad del parque automotor que constantemente viene creciendo, genera mayor contaminación; así como genera turgurización y congestionamiento en las calles de la ciudad, sumándose a esto la falta de una “cultura vial” de la población en general.

Uno de los problemas es el mal estado en que se encuentran los pavimentos en forma general, la cual reduce las capacidades de operación vehicular, trayendo como consecuencia velocidades bajas en las calles y en general en todas las calles de la ciudad de Ayacucho. Además, podemos indicar que las vías tienen capacidades limitadas por otros factores como: Un solo carril por sentido, el cual evita el sobrepaso; pendiente mayor al 6% y radios de curvatura inferiores a los 6 metros que obliga a circular a bajas velocidades; factores que representan una disminución de la capacidad de la vía del orden del 50%, teniendo como consecuencia la congestión vehicular actual.

Así mismo, se puede observar que en las principales vías por donde circulan los vehículos de transporte público como el Jr. Libertad, Jr. Garcilazo de la Vega, Jr. Asamblea, entre otros, existen vehículos estacionados ocupando parte de la vía dificultando el tránsito normal de los vehículos (Ver fotos N° 5, 7, 13). También, en la Av. Mariscal Cáceres, antes de llegar al Jr. Libertad (sentido E-O) a la altura del terminal de la Empresa Cruz del Sur, se ha constatado la presencia de taxis estacionados en ambos lados de la vía reduciendo la capacidad vial.

Una situación común es que en la ciudad de Ayacucho, las vías de mayor ancho relativo no tienen continuidad entre sí, existiendo en su desarrollo calles estrechas y/o accidentadas que habría que regularizar muchas de ellas.

En la actualidad se tiene un total de 16 rutas de transporte urbano de pasajeros con itinerarios establecidos por la municipalidad provincial de Huamanga, y según datos de la misma se tiene un total de 379 vehículos registrados.

TABLA N°1.01
RELACIÓN DE EMPRESAS OPERADORAS DEL SERVICIO URBANO EN LA CIUDAD DE AYACUCHO

N°	EMPRESAS DE TRANSPORTE URBANO	TOTAL-UNIDAD	¿PASAN POR EL CRUCE DE LA AV. MARISCAL CÁCERES Y JR. LIBERTAD?
1	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 1	21	SI
2	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 2	18	SI
3	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 3	33	SI
4	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 4	17	SI
5	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 5	24	SI
6	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 6	21	SI
7	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 7	20	SI
8	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 8	38	SI
9	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 9	21	SI
10	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 10	20	SI
11	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 12	27	SI
12	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 13	28	SI
13	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 14	26	SI
14	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 15	21	SI

15	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 16	28	SI
16	EMPRESA DE TRANSPORTE RUTA 18	16	SI
	TOTAL DE VEHICULOS DE SERVICIO URBANO	379	

Fuente: Municipalidad Provincial de Huamanga (a Marzo del 2013).
Elaboración Propia

Así mismo, según datos de la misma municipalidad provincial, se cuenta con 1,030 mototaxis registrados, existiendo además otras 1,000 mototaxis más operando de manera informal.

En Síntesis, la ciudad de Ayacucho presenta una gran cantidad de signos de una ciudad en crecimiento con complejidad propios de una concentración urbana emergente que espera la acción de sus autoridades y población en general, los mismos que aún no llegan a ponerse de acuerdo para enfrentar sus principales retos. La fortaleza de la ciudad de Ayacucho está representada por su historia y tradición; sin embargo, debe vencer las costumbres nuevas que trae consigo la modernidad, buscando sus raíces y poder sobrepasar con creatividad los obstáculos. Los problemas de tránsito y vialidad de la ciudad de Ayacucho, son similares al de las grandes ciudades de nuestro país, no obstante es menos difícil de encarar por el tamaño de la ciudad. Lo importante es que se plantee un entorno libre de congestiones e incomodidades dirigido en especial al peatón, utilizando herramientas y actuaciones acordes a la situación.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los escasos trabajos relacionados al tema, que han intentado reducir el problema de congestión requieren de sofisticados modelos. La importancia de la investigación radica en proponer un método o una herramienta que controle las intersecciones congestionadas de manera óptima, en especial en el caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad, calles que se encuentran muy congestionadas, por lo que surge la pregunta:

1.3.1. Problema General

¿Cómo desarrollar una herramienta que implementado sobre un subconjunto del sistema de tránsito en intersecciones congestionadas de la ciudad de Ayacucho, sirva para aumentar el flujo vehicular y disminuir los tiempos de espera por vehículo y reducir la contaminación ambiental?

1.3.2. Problemas Específicos

- ¿La carencia de una herramienta hace que el flujo en una intersección semaforizada sea de muy baja calidad?
- ¿El constante congestionamiento del sistema de tránsito en intersecciones semaforizadas genera mayor contaminación ambiental?
- ¿Existen alternativas para evitar el congestionamiento?

1.4 OBJETIVO GENERAL Y OBJETIVO ESPECÍFICO

1.4.1. Objetivo General

Proponer una herramienta que no requiera de sensores ni inversiones en equipos especiales la que implementada sobre un subconjunto congestionado del sistema de tránsito de una ciudad sirva para aumentar la fluidez del tránsito vehicular y por lo

tanto disminuir o mantener los efectos de la congestión y todo lo que éste problema conlleva, siendo equitativo en los tiempos de espera (cuando los vehículos están inmóviles) y reducir la contaminación ambiental. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad.

1.4.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos son los siguientes:

- a) Proponer una herramienta y modelo a aplicar para determinar de manera cualitativa la calidad de flujo en una intersección semaforizada de acuerdo con el concepto de Nivel de Servicio (LOS - Level of Service), aplicado por la Transportation Research Board/HCM Update2000² [9] y su metodología para las condiciones actuantes en el tráfico urbano de la ciudad de Ayacucho;
- b) Comparar los resultados de los estudios efectuados para determinar la Tasa de Flujo de Saturación Actuante e Ideal; Modificación del Factor por Ancho de Vía; Determinación de la Velocidad Peatonal; el Tiempo Perdido en la Partida; el Tiempo de Servicio de Carga y Descarga de Pasajeros del Transporte Público para evitar el congestionamiento y reducir la contaminación ambiental;
- c) Aplicar la herramienta en un escenario real, planteando diversas propuestas para evitar el congestionamiento.

Los factores indicados son aplicados en el Capítulo IV que se describe más adelante para poder determinar la calidad de flujo que circula por una intersección semaforizada congestionada, así como para determinar la demora en las aproximaciones que conforman la intersección y la demora total relacionada a ella determinada a un nivel microscópico.

1.5 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Hipótesis General

A falta de una adecuada herramienta, la mala determinación del Ciclo Semafórico en Intersecciones Semaforizadas genera congestionamiento y por consiguiente aumenta la contaminación ambiental y pérdida de tiempo del ciudadano. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad

1.5.2. Hipótesis Específicas

Las Hipótesis específicas son las siguientes:

- a) La utilización de la herramienta hace que la calidad del flujo en una intersección semaforizada esté determinada por el Nivel de Servicio (Level Of Service – LOS) de acuerdo al HCM-2000. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad.
- b) El congestionamiento genera mayor contaminación ambiental y pérdida de tiempo del ciudadano.
- c) Las propuestas planteadas reducen el congestionamiento en las intersecciones semaforizadas.

² HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

1.6 IMPORTANCIA

El trabajo del cual este documento es sumario y fundamento, plantea y argumenta el evidente mal uso de los semáforos en Ayacucho por parte de las autoridades, el mal uso de las vías por parte de los ciudadanos, y ofrece herramientas y posibles soluciones al problema, utilizando conocimientos de estadística, programación, control, entre otros temas, por lo cual podemos mencionar:

- No es del todo real, pero es una representación estocástica que nos permite determinar el comportamiento de los vehículos y de los usuarios.
- No soluciona los problemas de tránsito, pero nos ayuda a determinar el mejor camino hacia la solución.
- No hace el diseño, pero nos sirve para evaluar diseños propuestos.
- La complejidad de un modelo requiere el uso de computación a alto nivel (Hardware y Software).
- El proceso más laborioso es acercarse al comportamiento real de los vehículos para la ciudad de Ayacucho.
- Se necesita el conocimiento detallado de todas las determinantes del tránsito.

1.7 JUSTIFICACIÓN

La presente Tesis pretende tratar la situación que se genera por la sobrecarga vehicular en un subconjunto del sistema de tránsito de una ciudad.

Muchas intersecciones viales son controladas por semáforos. La ciudad de Ayacucho no es ajena a ello ya que cuenta con dichos dispositivos de control de tránsito, aunque no es tan efectivo, puesto que presenta problemas de congestión vehicular, accidentes de tránsito y la falta de educación vial. La ubicación de los semáforos no es uniforme en todas las intersecciones, el cual confunde al usuario e induce a hacer caso omiso al semáforo.

Las normas en tránsito, en general tienen la finalidad de posibilitar un mayor ordenamiento y seguridad en los flujos de tránsito. Aspectos como la falta de planificación, situación económica, intereses políticos e incluso superposición de funciones son los aspectos que han contribuido a la crisis del transporte urbano, imperando el desorden, las pérdidas del tiempo al trasladarse de un lugar a otro, la congestión y la contaminación de la ciudad. Estos problemas se agravan, continuamente pues el parque automotor crece rápidamente y las condiciones físicas de las ciudades mejoran muy poco y en algunos casos permanecen invariables.

Son pues estos motivos los que nos llevan a querer contribuir de alguna manera y desde un punto de vista técnico a estudiar y proponer metodologías que puedan ser aplicadas a nuestra infraestructura vial y características del tráfico.

Actualmente, las Naciones Unidas calculan que cerca del 44.8% de la población mundial vive en áreas urbanas, y pronostican que la población mundial urbana alcanzará para el 2020 cerca del 55% del total.

Pero, si bien es cierto que la población mundial cada vez es más urbana que rural, entre estas cifras hay un hecho más preocupante: La población mundial urbana aumenta claramente como la suma de dos funciones crecientes, una exponencial y una lineal; la lineal representa el crecimiento de la población urbana en los países desarrollados, y la exponencial representa el crecimiento de la misma en los países en desarrollo. En lo anterior podemos respaldar una aseveración bastante evidente: *La población en nuestra ciudad crece de manera dramática.*

Ante esta verdad, algunos analistas estiman que al no rebajar la pobreza en el país, el parque automotor crecerá a un ritmo estimado y aceptable. Pero si somos un poco más puntuales, encontramos que la densidad vehicular en Ayacucho, definitivamente crece a un ritmo más elevado, dado que la ciudad crece en población más no lo hace de la misma manera en área. Por todo lo anterior, manejar en Ayacucho, como en casi cualquier ciudad del mundo se ha convertido hoy en un problema de grandes dimensiones. Podemos afirmar que la infraestructura vial de una ciudad es directamente proporcional al tamaño de su parque automotriz, por lo que cada vez que una ciudad inaugura una avenida o un puente, sabemos que sus ciudadanos saturarán el sistema de cualquier forma. Por eso, asegurar que todas las ciudades con un sistema de transporte de mayoría de vehículos particulares (como en nuestro caso) tendrán problemas de tráfico, no da lugar a controversias.

Cuando un área urbana contiene una gran densidad vehicular, disminuye las condiciones favorables de vida en general de sus ciudadanos. Una ciudad que no tiene movilidad, es una ciudad donde no se puede vivir bien, y es una ciudad contaminada. El tráfico, aumenta de manera alarmante el nivel de estrés de los conductores y peatones, y dispara los índices de contaminación; por ejemplo, si una avenida sin intersecciones mueve “x” carros en un lapso de tiempo, la contaminación en promedio será proporcional a “x”. Pero si sobre dicha avenida se construye una intersección con semáforos, por la cual, cruzan igualmente “x” carros en el mismo tiempo, la contaminación en la zona no será proporcional a “2x”, sino mucho mayor, ya que detener los vehículos en los semáforos, implica mayor consumo de gasolina, cada vez que se frena y se arranca nuevamente. Por eso, y por las demoras que se ocasionan, antes de ver los semáforos como elementos de control que proporcionan seguridad y movilidad al flujo vehicular, debemos también considerarlos como los responsables de la mala circulación y el aumento de la contaminación cuando son mal ubicados y/o mal configurados.

1.8 VARIABLES E INDICADORES DE INVESTIGACIÓN

1.8.1. Variables:

Se denomina así a las características o propiedades de los elementos de la Muestra o Universo. Su característica es que son medibles directa o indirectamente mediante indicadores, por lo que cada elemento tiene un valor diferente para cada una de sus variables. La variable “*Congestionamiento del Tráfico*” es la Variable Dependiente o EFECTO; y las Variables “*Tránsito de Vehículos Pesados y Ligeros, Volteos*”, son las Variables Independientes o CAUSAS.

$$\underbrace{\text{Congestionamiento del Tráfico}}_{\text{Variable Dependiente}} = f(\underbrace{\text{Tránsito de Vehículos Pesados y Ligeros, Volteos}}_{\text{Variables Independientes}})$$

1.8.2. Indicadores:

Tienen como función señalar los datos y los procedimientos a seguir.

La Variable Dependiente “*Congestionamiento del Tráfico*”, se mide por el siguiente indicador:

Tabla 1.02
INDICADOR DE VARIABLE Y UNIDAD DE MEDIDA

INDICADOR DE LA VARIABLE Y	UNIDAD DE MEDIDA DE LA VARIABLE Y
Y ₁ : Congestionamiento del Tráfico	Número de vehículos detenidos en Horas Punta o Pico

Fuente: Trabajo de Campo – Julio 2013
Elaboración Propia

Las Variables Independientes “Tránsito de Vehículos Pesados y Ligeros, Volteos”, se miden por los siguientes indicadores:

Tabla 1.03
VARIABLES INDEPENDIENTES E INDICADORES

VARIABLES INDEPENDIENTES X	INDICADORES DE LA VARIABLE X
X ₁ : Tránsito de Vehículos Pesados Y Ligeros.	X ₁₋₁ Tasa de Flujo de Saturación Actuante.
	X ₁₋₂ Tasa de Flujo de Saturación Ideal.
	X ₁₋₃ Modificación del Factor por Ancho de Vía.
	X ₁₋₄ Determinación de la Velocidad Peatonal.
	X ₁₋₅ El Tiempo Perdido en la Partida.
	X ₁₋₆ Tiempo de Servicio de Carga y Descarga de Pasajeros del Transporte Público.
X ₂ : Volteos	X ₂₋₁ Sección Transversal de la vía.
	X ₂₋₂ Estado del Pavimento.
	X ₂₋₃ Radio de Curvatura de la Vía.
	X ₂₋₄ Pendiente del Terreno.

Fuente: Trabajo de Campo – Julio 2013
Elaboración Propia

1.8.3. Unidad de Análisis:

Para el Tránsito de Vehículos Pesados y ligeros se ha considerado como unidad de análisis la Densidad, el Volumen o Razón de Flujo y la Velocidad. Y para el Volteo se ha considerado como unidad de análisis la Capacidad de la vía.

1.8.4. Período de Análisis:

La Tesis se ha desarrollado del 16/ENE/2013 al 30/ABR/2014.

1.8.5. Matriz Operacional de Variables:

Proceso por el cual una Variable Teórica se transforma en Variables Empíricas, las cuales son directamente observables con la finalidad de poderlas medir.

Tabla 1.04
VARIABLES E INDICADORES

VARIABLES	INDICADORES
Variable Dependiente Y ₁ Congestionamiento del Tráfico	Número de vehículos detenidos en Horas Punta o Pico
Variable Independiente X ₁ : Dimensión 1: Tránsito de Vehículos Pesados Y Ligeros.	Tasa de Flujo de Saturación Actuante.
	Tasa de Flujo de Saturación Ideal.
	Modificación del Factor por Ancho de Vía.
	Determinación de la Velocidad Peatonal.
	El Tiempo Perdido en la Partida.
	Tiempo de Servicio de Carga y Descarga de Pasajeros del Transporte Público.
Variable Independiente X ₂ : Dimensión 2: Volteos	Sección Transversal de la vía.
	Estado del Pavimento.
	Radio de Curvatura de la Vía.
	Pendiente del Terreno.

Fuente: Trabajo de Campo – Julio 2013
Elaboración Propia

1.8.6. Matriz de Consistencia:

**Tabla 1.05
MATRIZ DE CONSISTENCIA**

TABLA 1.05							
MATRIZ DE CONSISTENCIA							
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES		METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN		
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLE DEPENDIENTE		TIPO DE INVESTIGACIÓN		
¿Cómo desarrollar una herramienta que implementado sobre un subconjunto del sistema de tránsito en intersecciones congestionadas de la ciudad de Ayacucho, sirva para aumentar el flujo vehicular y disminuir los tiempos de espera por vehículo y reducir la contaminación ambiental?	Proponer una herramienta que no requiera de sensores ni inversiones en equipos especiales para su implementación la que implementada sobre un subconjunto congestionado del sistema de tránsito de una ciudad sirva para aumentar la fluidez del tránsito vehicular y por lo tanto disminuir o mantener los efectos de la congestión y todo lo que éste problema conlleva, siendo equitativo en los tiempos de espera (cuando los vehículos están inmóviles) y reducir la contaminación ambiental. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad.	A falta de una adecuada herramienta, la mala determinación del Ciclo Semafórico en intersecciones semaforizadas genera congestión y por consiguiente aumenta la contaminación ambiental y pérdida de Tiempo del Ciudadano. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad	Y ₁ : Congestionamiento del tráfico.	Indicador de la Variable Y1	Inductiva-Deductiva Es Inductiva, ya que con el registro de variables dadas se obtienen conclusiones generales. Es Deductiva, puesto que con las conclusiones generales conduce a su aplicación particular partiendo de lo general y aceptado como válido.		
			Y ₁₋₁ : Vehículos detenidos en Horas Punta o Pico.				
			VARIABLES INDEPENDIENTES			NIVEL DE INVESTIGACIÓN	
			X ₂₋₁ : Tránsito de Vehículos Pesados y Ligeros.	DESCRIPTIVA: por que se pretende especificar las características del universo de la investigación.			
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	X ₂₋₂ : Volteos.	CORRELACIONAL: por que se busca saber como se comporta una variable conociendo el comportamiento de las demás variables.			
			Indicadores de la Variable X:		TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS:		
a) ¿ La carencia de una herramienta hace que el flujo en una intersección semaforizada sea de muy baja calidad?	a) Proponer una herramienta y modelo a aplicar para determinar de manera cualitativa la calidad de flujo en una intersección semaforizada de acuerdo con el concepto de Nivel de Servicio (LOS-Level of Service), aplicado por la Transportation Research Board/HCM Update 2000[9] y su metodología para las condiciones actuantes en el tráfico urbano de la ciudad de Ayacucho.	a) La utilización de la herramienta hace que la calidad del flujo en una intersección semaforizada esté determinada por el "LOS" (Level Of Service - Nivel de Servicio) de acuerdo al HCM-2000. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad.	1. Tasa de Flujo de Saturación Actuante.	UNIVERSO: 170,871 habitantes (INEI: Censo 2007)			
b) ¿ El constante congestionamiento del sistema de tránsito en intersecciones semaforizadas genera mayor contaminación ambiental?	b) Comparar los resultados de los estudios efectuados para determinar la Tasa de Flujo de Saturación Actuante e Ideal; Modificación del Factor por Ancho de Vía; Determinación de la Velocidad Peatonal; el Tiempo Perdido en la Partida; el Tiempo de Servicio de Carga y Descarga de Pasajeros del Transporte Público para evitar el congestionamiento y reducir la contaminación ambiental.	b) El congestionamiento genera mayor contaminación ambiental y pérdida de tiempo del ciudadano.	2. Tasa de Flujo de Saturación Ideal.	MUESTRA 120 vehículos			
			3. Modificación del Factor por Ancho de Vía.	Tipo de Muestra: Muestreo Aleatorio Simple.			
			4. Determinación de la Velocidad Peatonal.	FUENTES DE INFORMACIÓN			
			5. El Tiempo Perdido en la Partida.	Fuentes Primarias: Estudios de Campo			
			6. Tiempo de Servicio de Carga y Descarga de Pasajeros del Transporte Público.	Fuentes Secundarias: Estudios anteriores, Libros, Artículos, monografías, Tesis, Reportes, etc.			
			7. Sección Transversal de la vía.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS			
			8. Estado del Pavimento.	Aforo Vehicular o Muestreo			
			9. Radio de Curvatura de la Vía.	ANÁLISIS OPERACIONAL			
			10. Pendiente del Terreno.	Fase 1: Cuadro de Entrada de Datos.			
				Fase 2: Cuadro de Volumen Ajustado.			
	Fase 3: Cuadro para la Tasa de Flujos de Saturación Ajustada						
	Fase 4: Cuadro para el Análisis de la Capacidad.						
	Fase 5: Cuadro de la Demora y el Nivel de Servicio.						
Fuente: Trabajo de Campo - Julio 2013							
Elaboración Propia.							

1.8.7. Metodología de la Investigación:

Comprende los elementos esenciales del marco metodológico que nos permite realizar la investigación con miras a determinar los objetivos trazados. Aquí se presenta las características que nos indican cómo se ha investigado: Tipo de Investigación; Nivel de Investigación; Técnicas de Recolección de Datos; Análisis Operacional.

- a) **Tipo de Investigación:** La presente Tesis es INDUCTIVA, ya que del registro de variables particulares, se obtienen conclusiones generales; y es DEDUCTIVA puesto que con las conclusiones generales conduce a su aplicación particular partiendo de lo general y aceptado como válido.
- b) **Nivel de Investigación:** Es DESCRIPTIVA, porque se pretende especificar las características del Universo de la Investigación; y es CORRELACIONAL por que se busca saber cómo se comporta una variable conociendo el comportamiento de las demás variables.
- c) **Técnicas de Recolección de Datos:** Para la contabilización de los vehículos se utiliza la técnica del Aforo de Vehículos en la zona delimitada del área de trabajo en un día típico. Los aforos son fundamentales en los estudios de tránsito y se realiza para determinar el número de vehículos o peatones que circulan por un punto dado, en un momento dado. Los datos que se obtienen son de gran importancia para la evaluación del funcionamiento operacional de las vías y de ésta forma detectar las intersecciones congestionadas, ya sea porque se presenten altos volúmenes vehiculares o por que se cuente con deficiencias geométricas en las secciones de la vía. Las personas encargadas del conteo vehicular nos ubicamos en puntos de intersección de las vías que comprende el estudio disponiéndonos a un lado de la vía durante el tiempo asignado para el conteo, de manera de poder contar de forma clara los vehículos que circulan en el primer y segundo carril, y contar también a los peatones que cruzan las vías determinadas en un determinado tiempo.
- d) **Fuentes de Información:** PRIMARIAS, Estudios de Campo en la Av. Mariscal Cáceres, comprendido entre los cruces del Jr. Libertad y el Jr. Sol (7 Intersecciones) como zona determinada para la presente Tesis; y SECUNDARIAS utilizándose algunos Estudios Anteriores elaborados por y para la Municipalidad Provincial de Huamanga, Libros, Artículos, Monografías, Tesis, Reportes Estadísticos oficiales del INEI-Censo 2007, entre otros. Los INSTRUMENTOS utilizados fueron la Técnica de Recolección de Datos y el Muestreo Estadístico.
- e) **Estimación y Tamaño de la Muestra:** Para calcular el tamaño de la muestra se ha tenido en cuenta tres factores: i) El porcentaje de CONFIANZA que es el porcentaje de seguridad que existe para generalizar los resultados obtenidos (con un nivel de confianza del 95%); ii) El porcentaje de ERROR que equivale a elegir una probabilidad de aceptar una hipótesis que sea falsa como si fuera verdadera o a la inversa, aceptándose entre el 4% al 6% como error, teniendo en cuenta que la Confianza y el Error no son complementarios; iii) El Nivel de VARIABILIDAD que es la probabilidad o porcentaje con el que se acepta y se rechaza la Hipótesis que se está investigando; considerándose en la presente Tesis se ha considerado que la variabilidad negativa y la variabilidad positiva son complementarios.
- f) **Análisis Operacional:** o Procesamiento de Datos, para lo cual se ha determinado Cinco Fases: Fase 1, Cuadro de Entrada de Datos; Fase 2, Cuadro de Volumen Ajustado; Fase 3, Cuadro para la Tasa de Flujos de Saturación; Fase 4, Cuadro para el Análisis de la Capacidad; Fase 5, Cuadro de la Demora y el Nivel de Servicio.

CAPITULO II

2.0 MARCO TEÓRICO Y MARCO CONCEPTUAL

La mayoría de la actividad desarrollada en las áreas urbanas está asociada al desplazamiento de personas y mercancías entre diferentes zonas de las ciudades, haciendo uso diario de la infraestructura disponible.

Un sistema de transporte eficiente es esencial para el desarrollo económico de la sociedad y la calidad de vida en las regiones urbanas y su entorno.

En el Contexto Nacional, el crecimiento del País está contribuyendo para que cada vez las personas adquieran más vehículos, lo cual está generando más problemas en el Sistema de Tránsito en la ciudad de Ayacucho. El incremento en el parque automotor de las ciudades, la mala planeación de las vías urbanas, nos ha llevado a enfrentarnos a un grave problema, la congestión vehicular, lo cual afecta los tiempos de traslado y distribución, provocando grandes pérdidas monetarias para el sector económico además del daño provocado al medio ambiente.

Esto ha llevado a la sociedad a la búsqueda de la optimización de las vías, para lograr que el tráfico vehicular fluya de una mejor manera, evitando la congestión vehicular y reduciendo los tiempos de traslado³. [12]

El sistema de tráfico vehicular se describe como un sistema complejo difícil de modelar, debido a que interviene el factor humano, los conductores que responden a las condiciones del tráfico en torno a ellos, de diversas maneras ante la misma situación, un ejemplo claro en el tráfico vehicular, es la reacción que se tiene cuando el auto delantero frena, uno puede optar por rebasar o detenerse y esperar que avance. La mayoría de las veces los congestionamientos viales son provocados por los malos hábitos de manejo de los conductores, pocas veces por accidentes, reparaciones de las vías, mal funcionamiento del semáforo, etc. Los conductores también responden a la densidad de tráfico en torno a ellos, aceleran cuando hay luz verde y desaceleran (quizás involuntariamente) en el tráfico pesado o cuando la luz cambia a color ámbar.

2.1 CONTROL SENSIBLE AL TRÁFICO DE INTERSECCIONES COORDINADAS

Además de la diferenciación efectuada entre las estrategias de control coordinado de intersecciones de tiempo fijo y aquellas sensibles al tráfico, es necesario hacer una distinción con base en la distribución de la inteligencia del algoritmo. En el caso de las estrategias centralizadas, la información recopilada por el sistema de sensores es enviada a un centro de control de tráfico urbano, donde es procesada para calcularlos tiempos óptimos; estos tiempos son entonces enviados a cada controlador de semáforos. Algunos ejemplos de estas estrategias son: SCOOT, SCATS, RHODES, MOTION y OLAS VERDES, entre otras. En contraposición, dentro de las estrategias descentralizadas (donde

³ NICHOLAS J. Garber y Lester A.(2005). Ingeniería de Tránsito y Carreteras.3ª Edición. Cengage Learning Editores S.A.

la inteligencia de control se encuentra distribuida a través de la red) se tienen algoritmos como UTOPIA, PRODYN y OPAC, entre otras⁴ [13].

Dentro de la categoría general de control sensible al tráfico de intersecciones coordinadas se encuentran SCOOT y los “métodos de optimización basados en modelos”. La primera es considerada una versión de TRANSYT sensible al tráfico debido a que, a pesar de compartir una filosofía similar (procurando minimizar la suma de las colas promedio en el área a través de un proceso iterativo de optimización por gradiente), SCOOT toma como entrada adicional los datos reales de los volúmenes de tráfico en el sistema y no los datos históricos. En cambio, los métodos de optimización basados en modelos (entre los que se cuentan algoritmos conocidos como OPAC, PRODYN, CRONOS y RHODES) llevan a cabo un acercamiento mucho más riguroso (y costoso en términos de tiempo de cálculo) al problema de encontrar el tiempo óptimo para el cambio de estado.

Estos esquemas de control no aplican técnicas de inteligencia artificial, pero si varias heurísticas por lo que se les puede considerar “inteligentes”. Tenemos entre ellas:

2.1.1 El SCOOT.- Es un sistema de control semafórico implementado en 1979 en Inglaterra y que ha sufrido varias mejoras y transformaciones. Funciona bajo un mecanismo de optimización adaptativo mediante el cual se trata de maximizar una medida de performance (PIX). Cada 4 segundos el sistema estimará si un cambio en los ciclos de los semáforos de una intersección en ± 4 seg. aumentará el PIX o no. Cualquier cambio que aumente el PIX se implementa para la próxima iteración del sistema. Es un sistema robusto que tiene varias opciones y ya está implementado en varias redes viales. Una de los problemas que tiene este sistema es que por su naturaleza de cambios pequeños no es capaz de buscar en todo el rango de soluciones (como reingeniería vs. mejora continua en las empresas), aunque de todas maneras es una mejora importante frente a controles de tiempo fijo.

2.1.2 El SCATS.- Este sistema es más moderno y fue desarrollado en Australia. Este sistema considera dos niveles de control: táctico y estratégico. El control estratégico determina configuraciones de señales para las áreas y sub-áreas basado en las condiciones del tráfico, mientras que el control táctico determina el control de las interacciones de cada intersección. Es un sistema muy interesante y que en algunos casos logra hasta un 20% de disminución del tiempo de viaje sobre el sistema de tiempo fijo.

2.1.3 OLA VERDE u ONDA VERDE es un fenómeno inducido intencionalmente, en el cual una serie de semáforos se coordinan para permitir el flujo continuo del tráfico sobre varias intersecciones en una misma dirección.

Cualquier vehículo que se mueva a lo largo de la ola verde, aproximadamente a una velocidad establecida por los controladores de tráfico, verá una cascada progresiva de luces verdes, y no tendrá que detenerse en las intersecciones. Esto permite mayores volúmenes de tráfico y reduce el ruido y consumo de energía debido a que se requiere menor uso de los frenos y del acelerador. En la práctica, solo un porcentaje de los autos puede usar la ola verde antes de que la banda de tiempo concluya para dar vía a otros flujos de tráfico.

La coordinación de las señales se puede hacer dinámicamente (automáticamente), usando sensores para monitorear los flujos de tráfico. De otra manera, se puede hacer

⁴ PAPAGEORGIOU M.; Ben-Akiva M.; Bottom J.; Bovy P.; Hoogendoorn S.; Hounsell N; Kotsialos A. and McDonald M. (2007). “ITS and Traffic Management”. Vol. 14. Handbooks in Operations Research and Management Science. Ch. 11, pp. 715–774.

estadísticamente mediante el uso de temporizadores. Bajo ciertas circunstancias, las olas verdes pueden intercalarse con las de tráficos en otras direcciones, pero esto aumenta la complejidad y reduce la usabilidad, por lo tanto sólo las vías que llevan los volúmenes más importantes de tráfico se les da este trato preferencial.

Una de las desventajas de la ola verde es que cuando los conductores más lentos que el promedio llegan al semáforo y encuentran una luz roja, han acumulado una cola de vehículos detrás de ellos, anulando el propósito de la ola verde. Los conductores más veloces también afectan la ola, porque en cierto momento ellos van a encontrar una luz roja y tendrán que esperar a que la siguiente ola llegue.

2.2 MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL - TEORÍA DEL TRÁFICO

Los estudios sobre el tráfico existen desde la década de 1950 sin embargo hasta el momento no se ha logrado obtener una teoría general que sea satisfactoria para todos los casos y que pueda ser aplicada de manera consistente en el tráfico real.

2.2.1. Variables Importantes

Tres parámetros básicos pueden ser utilizados para describir el tránsito en cualquier carretera: A) Densidad, B) Volumen o razón de flujo y C) Velocidad.⁵ [2]

El Manual de Capacidad de Carreteras 2,000 /HCM 2000⁶ [9], por sus siglas en inglés, *Highway Capacity Manual*, divide el tránsito en dos situaciones, a) el flujo ininterrumpido y, b) el flujo interrumpido. Para éste análisis, se usará como base el flujo interrumpido, ya que el flujo ininterrumpido es usado para el tránsito en carreteras.

A. Densidad

El número de vehículos por metro de vía. Solo se mide a lo largo de la vía. #vehículos/km.

La densidad se puede calcular como sigue:

$$D = v / S \quad (1)$$

Dónde: v = razón de flujo (veh/hr)

S = Velocidad promedio (km/hr)

D = Densidad (veh/km)

La densidad es posiblemente el parámetro más importante en el tránsito, porque es la medida más directamente relacionada con la demanda de tránsito.

B. Volumen o Flujo

El volumen de tránsito es definido como el número de vehículos que pasan en un determinado punto durante un intervalo de tiempo. La unidad para el volumen es simplemente “vehículos” o “vehículos por unidad de tiempo”.

Un intervalo común de tiempo para el volumen es un día, descrito como vehículos por día. Los volúmenes diarios frecuentemente son usados como base para la planificación de las carreteras.

⁵ CAL Y MAYOR Rafael y Cárdenas Grisales, James. (2007). Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones. 8ª Edición. México. Editorial Alfa Omega

⁶ HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América

Para los análisis operacionales, se usan los volúmenes horarios, ya que el volumen varía considerablemente durante el curso de las 24 horas del día. La hora del día que tiene el volumen horario más alto es llamada “hora pico”. Los volúmenes de hora pico son usados como la base para el diseño de carreteras y para varios tipos de análisis operacionales.

Para períodos menores a una hora, generalmente el volumen se expresa como un equivalente horario de las razones de flujo.

La relación entre el volumen horario y la máxima razón de flujo se define como el Factor de Hora Pico (FHP):

$$\text{FHP} = \text{volumen horario} / \text{máxima razón de flujo}$$

Para períodos de 15 minutos, la ecuación se convierte en:

$$\text{FHP} = V / (4 \times V_{15}) \quad (2)$$

Dónde: V = Volumen horario (veh/hr)

V_{15} = Volumen máximo en 15 minutos de la hora (veh)

El valor del FHP está entre el rango de 0.95 y 0.75, con valores más bajos, significaría una gran variación en el flujo durante la hora pico.

Según el HCM 2,000⁷, el valor del FHP para áreas rurales es de 0.88 y el valor para áreas urbanas es de 0.92.

C. Velocidad

Esta variable es la velocidad de los carros en una vía dada. La velocidad es definida como una razón de movimiento, en distancia por unidad de tiempo, generalmente como kilómetros por hora (km/h). El HCM 2000 usa la velocidad promedio de viaje como la medida de velocidad, ya que es fácil de calcular observando cada vehículo dentro del tránsito y es la medida estadística más relevante en relación con otras variables. La velocidad promedio de viaje se calcula dividiendo el largo de la carretera, sección o segmento bajo consideración entre el tiempo promedio de viaje de los vehículos que pasan por dicho segmento. La ecuación para el cálculo es como sigue:

$$S = L / t_a \quad (3)$$

Dónde: S = Velocidad promedio de viaje (km/hr)

L = Longitud del segmento de la vía (km)

t_a = Tiempo promedio de viaje en el segmento (hr)

Diferentes parámetros de velocidad pueden ser aplicados al tránsito, como los siguientes:

C.1. Velocidad promedio de rodaje

Es aquella medida de tránsito basada en la observación del tiempo de viaje de los vehículos pasando por una sección de la vía en una longitud conocida. Calculada dividiendo la longitud del segmento entre el tiempo promedio de

⁷ HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América

rodaje de los vehículos pasando por dicho segmento. El tiempo de rodaje es medido únicamente cuando los vehículos están en movimiento.

C.2. Velocidad promedio de viaje

Es una medida de tránsito basada en la observación del tiempo de viaje en una longitud dada de una vía. Esto es la longitud del segmento dividido entre el tiempo promedio de viaje de los vehículos que pasan por dicho segmento, incluyendo todos los tiempos de demora por paradas.

C.3. Velocidad media espacial

Es definida como la velocidad promedio de todos los vehículos, ocupando una sección dada de la vía sobre un período específico de tiempo.

C.4. Velocidad media temporal

Es definida como la velocidad promedio de todos los vehículos, pasando por un punto de la vía sobre un período específico de tiempo.

C.5. Velocidad de flujo libre

La velocidad de flujo libre FFS (por sus siglas en inglés, *free flow speed*): es la velocidad promedio de los vehículos en una vía dada, medida bajo condiciones de un volumen bajo, cuando los conductores tienden a conducir a una velocidad alta sin restricciones de demoras.

C.6. Velocidad percentil

Es la velocidad por debajo de la cual un porcentaje de vehículos viajan en una dirección del tránsito. Así, una velocidad del 85 percentil significa que el 85% de los vehículos en el tránsito viajan a cierta velocidad o por debajo de ella. La velocidad del 85 percentil es usada como una medida de la máxima velocidad razonable para el tránsito.

D. Relación entre los Tres Parámetros Básicos

Existen tres gráficos que relacionan los principales parámetros, el gráfico de velocidad – densidad, el de velocidad – volumen y el de volumen – densidad.

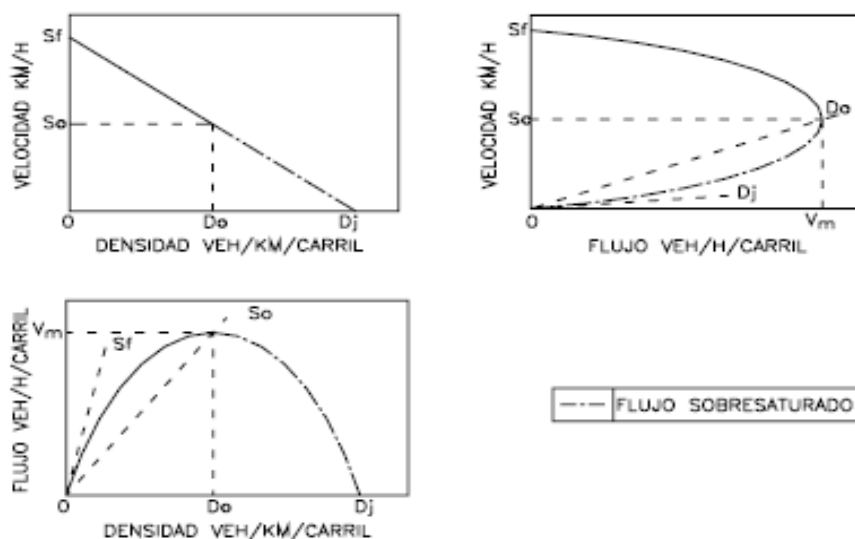


Fig.2.01: Relación entre los tres parámetros básicos

La forma de estos gráficos depende del tránsito prevaleciente y las condiciones de la vía del segmento bajo estudio.

Las curvas ilustran varios puntos significantes. Primero, un volumen cero que ocurre en dos diferentes condiciones. Una es cuando no hay vehículos en la vía, la densidad es cero y el volumen es cero. La velocidad es teórica para esta condición (S_f) y es seleccionada del primer conductor (presuntamente el valor más alto).

La segunda es cuando la densidad llega a ser tan alta que los vehículos deben parar, la velocidad es cero y el volumen es cero. La densidad a la cual todo movimiento se detiene es llamada densidad de embotellamiento (D_j).

Entre estos dos puntos extremos, la dinámica del tránsito produce un efecto maximizado. Como el volumen incrementa de cero, la densidad también incrementa mientras más vehículos hay en la vía. Cuando esto pasa, la velocidad declina por la interacción de vehículos. Esta declinación es insignificante en una densidad y un volumen bajo o medio. Como la densidad incrementa, la curva sugiere que la velocidad decrece significativamente antes que la capacidad sea alcanzada. La capacidad es alcanzada cuando el producto de la densidad y la velocidad resultan en el máximo volumen. Esta condición se muestra como velocidad óptima V_o (velocidad crítica), densidad óptima D_o (densidad crítica) y máximo volumen V_m .

La gráfica de velocidad – densidad es usada mayormente para trabajos teóricos, y las otras dos gráficas son usadas para definir el nivel de servicio.

D.1. Gráfico Fundamental de Flujo Vehicular

Este gráfico es un intento por analizar cómo se relacionan las variables del tráfico de densidad, velocidad y volumen o flujo.

El gráfico fundamental hace las siguientes afirmaciones:

- A mayor densidad vehicular se tiene menor velocidad media de los vehículos
- Para prevenir la congestión el número de vehículos que ingresa a la vía debe ser igual al número de vehículos que sale de esta.
- A cierta densidad crítica y cierta velocidad crítica el flujo de la vía pasará de ser estable a ser inestable
- Si un vehículo frena abruptamente en un flujo inestable se pasará a la congestión

El gráfico fundamental considera 3 estados del tráfico en una vía:

- Flujo Libre: Los carros se mueven con libertad, pueden frenar sin problemas. La velocidad media es alta y la densidad vehicular baja.
- Flujo Inestable: Este estado se caracteriza por velocidades medias, flujos relativamente mayores y densidades medias.
- Congestión: Este estado se caracteriza por un flujo bajo, altas densidades vehiculares y bajas velocidades medias.

La congestión vehicular es una condición de cualquier red o en específico de una red vial que se caracteriza por velocidades bajas, tiempos más largos de viaje, embotellamientos, entre otros. Por lo general se ocasiona cuando la demanda de usuarios de la red vial excede a la capacidad de la vía para servirlos rápidamente.

Estudios realizados el 2005 para la Municipalidad Metropolitana de Lima, estiman que las causas de las congestiones se deben a:

- Embotellamientos 40%
- Situaciones de Trafico 25%
- Mal clima 15%
- Reparaciones, Trabajos 10%
- Mala Temporización de los Semáforos 05%
- Otros 05%

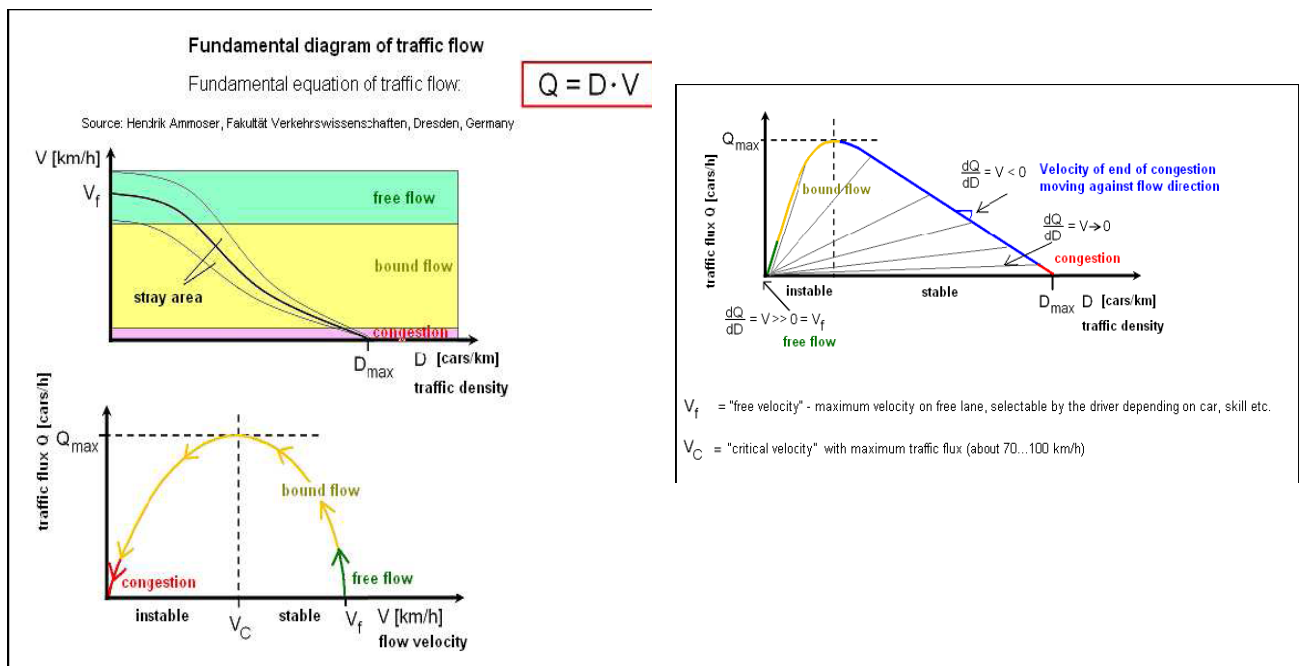


Fig. 2.02: Diagrama Fundamental de Flujo Vehicular

2.2.2. Capacidad

Fue definida en 1985 por el Highway Capacity Manual - **HCM** como "máximo número de personas o vehículos que razonablemente se puede esperar que pasen por un punto o sección uniforme de una calzada durante un período específico de tiempo, bajo condiciones prevalecientes de la vía y del tráfico".

Las condiciones prevalecientes de la vía se refieren a características geométricas como el número y uso de carriles, ancho de hombro, configuración de carriles y el alineamiento horizontal y vertical. El flujo máximo del tránsito de una vía es su capacidad, que ocurre cuando se alcanza la densidad crítica y el tránsito se mueve a la velocidad crítica. Esto regularmente ocurre en la hora pico del volumen del tránsito, la hora pico es el período más crítico. La capacidad frecuentemente se mide en vehículos por hora (veh/hr).

A) CAPACIDAD VIAL

Se define como la cantidad razonable de Vehículos o de personas que puede pasar, durante un periodo de tiempo, por una determinada sección transversal, bajo las condiciones físicas y operacionales prevalecientes.

Dado que la capacidad vial depende de las condiciones físicas y operacionales; entonces la capacidad vial es Variable a lo largo de un eje vial.

Si bien la capacidad de toda la intersección no es definida, una composición de la relación volumen-capacidad (v/c) para la suma de los grupos de vías críticas dentro de la intersección es calculada como un indicador de la suficiencia de toda la intersección.

El nivel de servicio está basado en el promedio de demora por vehículo para movimientos dentro de la intersección. Aunque la relación v/c afecta a la demora, hay también otros parámetros que afectan en mayor grado esta, tal como la calidad de la progresión, duración de la fase verde, duración del ciclo y otros. Así pues, para una relación v/c dada, un rango de valores de demora pueden resultar y viceversa. Por esta razón, tanto la capacidad y el nivel de servicio deben ser cuidadosamente examinados.

La relación v/c es una medida de la suficiencia de la capacidad, que vendría a ser si la geometría física y el diseño de semáforos proporcionan o no, suficiente capacidad para el movimiento o los movimientos objeto. La demora es una medida de la calidad del servicio de la vía al usuario. Ambas deben ser analizadas para entender las características de operación de la intersección y no deberían ser sustituidas por otras. De manera práctica, se debe reconocer que una intersección no puede operar más allá de esta capacidad indefinidamente sin experimentar excesiva demora.

B) CAPACIDAD DE INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

La capacidad de intersecciones es definida para cada grupo de vías. La capacidad del grupo de vías es la máxima tasa de flujo para el grupo de vías objeto que puede pasar a través de la intersección bajo el tráfico prevaleciente, la vía y las condiciones de semaforización. La tasa de flujo es generalmente medida o proyectada para periodos de 15 minutos, y la capacidad es establecida en vehículos por hora (vph).

B.1) Condiciones de Tráfico.

Las condiciones de tráfico incluyen los volúmenes en cada aproximación, la distribución de vehículos por movimiento (izquierda, de frente, derecha), la distribución de vehículos en cada movimiento, la localización y el uso de las paradas de ómnibus (transporte público) dentro del área de la intersección, flujo de peatones que cruzan y movimientos de estacionamiento dentro del área de la intersección.

B.2) Condiciones de la vía.

Las condiciones de la vía incluyen la geometría básica de la intersección, incluyendo el número y ancho de vías, pendientes y asignación del uso de la vía incluyendo vías de parqueo.

B.3) Condiciones de Semaforización.

Las condiciones de semaforización, incluyen una definición total de las fases de la señal, tiempos y tipo de control, y una evaluación de la progresión para cada grupo de vías.

La capacidad designada de un grupo de vías en una aproximación, es evaluada y determinada usando los procedimientos que se señalan más adelante.

Esta puede ser hecha para vías aisladas que sirven a uno o varios movimientos particulares, tal como una vía exclusiva de volteo derecho o izquierdo.

La capacidad en una intersección semaforizada está basada en el concepto de flujo de saturación y la tasa de flujo de saturación definido como el máximo valor de flujo que puede pasar a través de un grupo de vías dado bajo en tráfico prevaleciente y las condiciones de la vía, asumiendo que el grupo de vías tiene el 100% de tiempo real disponible como tiempo de verde efectivo.

La tasa de flujo de saturación está representada por el símbolo (s) y está expresada en unidades de vehículos por hora de efectivo tiempo de verde (vhpv) para un grupo de vías dado.

La tasa de flujo para un grupo de vías dado está definido como la razón de la actual o proyectada de flujo de la demanda para el grupo de vías entre la tasa de flujo de saturación. La razón de flujo está representada por el símbolo (v/s) para el grupo de vías.

La capacidad de un grupo de vías dado puede ser establecida como:

$$C_i = s_i (g_i/C) \quad (4)$$

Dónde:

- C_i = Capacidad del grupo de vías.
- s_i = Tasa de flujo de saturación para el grupo de vías
- g_i/c = Razón efectiva de verde para el grupo de vías.

La razón de flujo o capacidad (v/c) también es llamada la razón volumen – capacidad y está dada por el símbolo X en el análisis de intersecciones.

Este nuevo símbolo es introducido para enfatizar la fuerte relación de capacidad para condiciones de semaforización y para hacer referencia a esta posteriormente, a la cual también se le puede referir con el nombre de grado de saturación.

Para un grupo de vías i

$$X_i = (v/c)_i = v_i / (s_i g_i / C) = V_i C / (s_i g_i) \quad (5)$$

Dónde:

- X_i = $(v/c)_i$ = Razón para el grupo de vías i
- v_i = tasa de flujo de demanda actual o proyectada para el grupo de vías.
- s_i = tasa de flujo de saturación para el grupo de vías.
- g_i = tiempo de verde efectivo para el grupo de vías .
- C = duración de ciclo, seg.

Valores sostenibles de X_i tienen un rango desde 1.0 (uno), cuando el flujo es igual a la capacidad, hasta 0 (cero) cuando la tasa de flujo es de 0. Valores cercanos a 1.0 indican un exceso de demanda sobre la capacidad.

La capacidad de toda la intersección no es un concepto significativo y no está específicamente definido aquí. Rara vez todos los movimientos hechos en la intersección son saturados en un mismo momento de día, lo que se trata es de determinar los movimientos que pasan a través de la intersección con una condición crítica.

Otro concepto de capacidad de utilidad en el análisis de intersecciones semaforizadas, también es la razón crítica v/c ó X_c , la cual es la razón v/c para toda la intersección, considerando solo los grupos de vías que tienen una alta tasa de flujo (v/s).

Por ejemplo, en un semáforo de dos fases, un grupo de vías opuestas se mueve durante el mismo tiempo de verde. Generalmente, uno de esos dos grupos de vía requerirá más tiempo de verde que el otro (este tendrá una tasa de flujo más alta). Éste podría ser el grupo más “crítico” para la fase observada. Cada fase de señal tendrá un grupo de vías crítico que determinará los requerimientos de tiempo de verde para la fase. Cuando dos fases de señal se traslapan la identificación de los grupos de vías críticos será más compleja.

La razón crítica v/c para la intersección es definida en términos de los grupos de vías críticas o aproximaciones:

$$X_c = \sum (v/s)_{ci} [C / (C - L)] \quad (6)$$

Dónde:

- X_c = Razón crítica v/c para la intersección.
- $\sum (v/s)_{ci}$ = Sumatoria de las razones de flujo para todos los grupos de vías críticos.
- C = Duración del ciclo, seg.
- L = Total de tiempo perdido por ciclo, calculado como la suma del tiempo perdido t_L para todos los grupos de vías críticos.

La ecuación (6) es usada en la evaluación de toda la intersección respecto a la geometría y la duración total del ciclo y también en la estimación de los tiempos de señal cuando ellos son desconocidos o no especificados por la política local o procedimientos. Esto puede ser dado para la relación v/c de los movimientos críticos, asumiendo que el tiempo de verde fue asignado en proporción a los valores v/s .

También es posible tener una razón crítica v/c menor que 1.0 y aún tener movimientos sobre saturados dentro del ciclo del semáforo. Una relación crítica v/c menor que 1.0 también, indica que todos los movimientos en la intersección pueden ser acomodados dentro de la duración del ciclo y la secuencia de fases, para la proporcionalidad de los tiempos de verde asignados.

En la esencia, el total del tiempo de verde disponible en la secuencia de fases es adecuado para manejar todos los movimientos si solo se asignaran sobre la base de v/s .

El valor de X_c puede, sin embargo, desorientar cuando se usa como un indicador de la suficiencia de la geometría, como es también requerido en aplicaciones de planeamiento. El problema es que tasas de flujos bajas dictan la necesidad de duración de ciclos cortos para minimizar la demora, de la revisión de la ecuación (6) se puede inferir que duraciones de ciclos cortos producen altos valores de X_c para un específico nivel de demanda de tráfico.

Así pues, varios métodos de asignación de tiempo de señales incluyendo el método de planeamiento que no será estudiado en el presente trabajo, se basan en la búsqueda de un valor fijo de X_c . Esto tiende a hacer que X_c sea independiente de los volúmenes de demanda.

Un indicador similar de la insuficiencia de la intersección es también obtenido por sustitución de la máxima duración del ciclo, aceptable por la agencia responsable de la operación de la señal, de la ecuación (6):

$$X_{cm} = \sum (v/s)_{ci} [C_{mzx} / (C_{max} - L)] \quad (7)$$

Dónde:

X_{cm} = Razón v/c crítica basada sobre la máxima duración del ciclo.

C_{max} = Máxima duración de ciclo aceptable, seg.

Se puede señalar que, para propósitos de planeamiento, que X_{cm} ofrece un indicador más apropiado de la capacidad actual de la intersección que está siendo usado para el volumen específico de tráfico. En el presente trabajo X_c será usado para representar la razón crítica v/c.

El análisis de capacidad se enfocará sobre el cálculo de la tasa de flujo de saturación, capacidad y relaciones v/c para varios grupos de vías de la intersección.

2.2.3. Nivel de Servicio para Intersecciones Semaforizadas.

El nivel de servicio de intersecciones semaforizadas es definido en términos de la demora, la cual es una medida de disconformidad del conductor, frustración, consumo de combustible y el tiempo perdido de viaje.

La demora experimentada por el conductor es hecha sobre un número de factores que relacionan el control, la geometría, el tráfico y los incidentes. La demora total es la diferencia entre el tiempo actual experimentado y el tiempo de viaje de referencia que resultaría de condiciones ideales; es decir, en ausencia de control de tráfico, en ausencia de demora por geometría, en ausencia de algún incidente y cuando no hay otros vehículos en la vía. La demora es también llamada control de demora. Este incluye la demora por desaceleración, tiempo de movimiento de fila, demora por paradas y demora final por aceleración; así mismo, el control de demora también puede ser referido a la demora de la señal.

Específicamente, el criterio de nivel de servicio para semaforización de tráfico está establecido en términos de promedio de control de demora por vehículo, típicamente para un periodo de análisis de 15 minutos. El criterio está dado en la Tabla 2.01. La demora puede ser medida en el campo o estimada usando los procedimientos señalados más adelante. La demora es un cálculo complejo y es dependiente de un número de variables incluyendo la calidad de la progresión, la duración del ciclo, la razón de verde y la relación v/c para el grupo de vías en cuestión.

Respecto a la capacidad y nivel de servicio: La medida de la demora es un proceso complejo, así como las relaciones para la capacidad, los niveles de servicio indicados en la tabla 2.01 fueron establecidos sobre la base de aceptabilidad de muchas consideraciones de demora evaluadas a conductores. Los estándares de acuerdo a la localidad pueden variar, el nivel de servicio C puede ser señalado como un objeto de diseño deseable.

Los procedimientos y métodos señalados más adelante requieren el análisis, tanto de la capacidad y el nivel de servicio, las condiciones deben ser totalmente evaluadas en la operación de intersecciones señalizadas.

TABLA 2.01.
CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO PARA INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS.

NIVEL DE SERVICIO	CONTROL DE DEMORA POR VEHÍCULO (SEG)
A	≤ 10
B	$> 10 \text{ y } \leq 20$
C	$> 20 \text{ y } \leq 35$
D	$> 35 \text{ y } \leq 55$
E	$> 55 \text{ y } \leq 80$
F	> 80

FUENTE: Transportation Research Board/HCM Update 2000

- A. Nivel de Servicio A.** Describe operaciones con muy bajo control de demora, por debajo de 10 seg/veh. Este nivel de servicio ocurre cuando la progresión es extremadamente favorable y muchos vehículos arriban durante la fase verde, poca cantidad de vehículos paran. La duración de ciclos cortos puede también contribuir a bajas demoras.
- B. Nivel de Servicio B.** Describe operaciones con control de demora mayores que 10 seg. y menos que 20 seg/veh. Este nivel generalmente ocurre cuando hay una nueva progresión, duraciones de ciclos cortos o ambos. Más vehículos paran que el nivel de servicio A causando mayores niveles de promedio de demora.
- C. Nivel de Servicio C.** Describe operaciones con control de demora mayores que 20 seg. pero menores que 35 seg/veh. Estas mayores demoras pueden resultar por una progresión fallida, duración de ciclo larga o ambas. Fallas individuales en el ciclo pueden aparecer en este nivel varios pasan a través de la intersección sin parar.
- D. Nivel de Servicio D.** Describe operaciones con control de demora mayores que 35 seg. y menores que 55 seg/veh. En el nivel D la influencia de la congestión comienza a ser más notable, demoras largas pueden resultar de una combinación de progresión desfavorable, duración de ciclo largo o altas relaciones v/c. Muchos vehículos paran y la proporción de vehículos que no pasan disminuye. Fallas individuales de ciclo son notables.
- E. Nivel de Servicio E.** Describe operaciones de control de demora mayores que 55 seg. pero menores que 80 seg/veh. Este nivel es considerado por muchas agencias como el límite de demora aceptable, duración de ciclos largos y altas relaciones v/c. Fallos del ciclo son frecuentes de ocurrencia.
- F. Nivel de Servicio F.** Describe operaciones de control de demora, por encima de 80 seg/veh. Este nivel considerado como inaceptable para muchos conductores, también ocurre con sobre saturación que es cuando la tasa de flujo que arriba a la intersección excede su capacidad, esto también puede ocurrir con altas relaciones v/c mayores de 1.0 con fallas individuales del ciclo, mala progresión y largas duraciones de ciclo pueden ser también importantes factores contribuyentes para tales niveles de demora.



NIVEL DE SERVICIO A



NIVEL DE SERVICIO B



NIVEL DE SERVICIO C



NIVEL DE SERVICIO D



NIVEL DE SERVICIO E



NIVEL DE SERVICIO F

Fuente: HCM 2000

Fig. 2.03. Niveles de Servicio

2.2.4. Dispositivos de Control de Tránsito

Para el análisis preliminar del sistema de transporte, uno de los temas de mayor importancia está relacionado con el funcionamiento de los sistemas de control de tránsito (intersecciones de prioridad o regulación por semáforos), las características de su funcionamiento y operación, como semáforos aislados, accionados, centralizados y sincronizados, estado de la señalización y demarcación.

La información sobre los planes semafóricos, sincronía, tiempos de ciclo, distribución de tiempos de verde, amarillo y rojo, respectivamente, y fases, se deben solicitar a la entidad correspondiente, para que sirvan como insumo de los modelos del tránsito luego de analizarlos.

Debido a que nuestra propuesta está dentro del campo de control semafórico hemos considerado necesario explicar los sistemas de control de semáforos que se usan

actualmente. Los sistemas de control de semáforos tienen como misión la de controlar los tiempos de los semáforos. Los objetivos de un sistema de control de semáforo son los siguientes:

- Maximizar el flujo vehicular total
- Disminuir la probabilidad de accidentes
- Ser equitativo en los tiempos de espera de los carros y peatones (No esperas excesivas)
- Considerar ambulancias y otros vehículos prioritarios

Estos objetivos son conflictivos entre sí, esto es lo que hace difícil el diseño de sistemas de control de semáforos.

Existen varios tipos de sistemas de control. Los sistemas de control en la realidad pueden tener características de varios de estos sistemas. Se puede tener por ejemplo un sistema de control adaptativo y coordinado entre varias intersecciones. La clasificación de sistemas de control es la siguiente:

A. De Tiempo Fijo

Este es el esquema más simple y es el más extendido en el mundo. Consiste en, mediante un estudio y análisis, cargar en el semáforo tiempos fijos para las luces, verdes y rojas dependiendo de la hora y cualquier consideración adicional.

Tabla 2.02. Ventajas y Desventajas Sistemas Tiempo Fijo

Ventajas	Desventajas
• Probado	• Requiere re calibración
• Flexible / Simple	• No optimiza el flujo vehicular
• Equitativo	• Puede agravar situaciones de congestión

B. Dinámicos

Estos sistemas de control usan sensores para no dar luz verde a carriles vacíos. Son una mejora de otros sistemas y usualmente se usan en sistemas más avanzados con pocos problemas. Tienen la desventaja que algunas veces los sensores no sienten el paso de motos y vehículos pequeños, haciéndolos esperar indefinidamente.

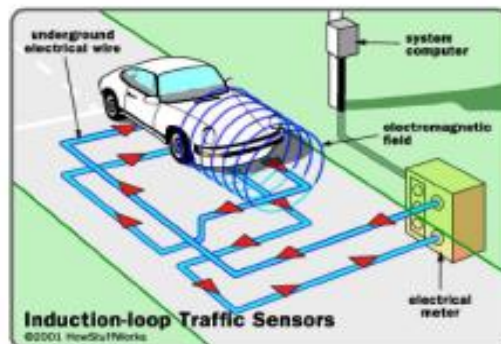


Fig. 2.04. Sensores Inductivos

C. Coordinados

En este sistema de control se coordinan un grupo de semáforos con el objetivo de aumentar el flujo y la velocidad vehicular. Están basados en heurísticas. Son relativamente simples y están probados en la realidad con cierto éxito. El sistema coordinado más conocido y aplicado se conoce como OLA VERDE.

La Ola Verde es un esquema de control de semáforos que busca un sincronismo tal que los vehículos que circulan por ella siempre encuentran luz verde. Usualmente se usa ola verde en avenidas grandes y largas en las que se tienen altos flujos vehiculares.

Ventajas

- Relativamente simples
- Altos flujos y velocidades
- Probado con mucho éxito

Desventajas

- No funciona en congestión
- Requiere mecanismos de coordinación entre semáforos

Para lograr la coordinación es necesario usar ciertos equipos de comunicación y esquemas.

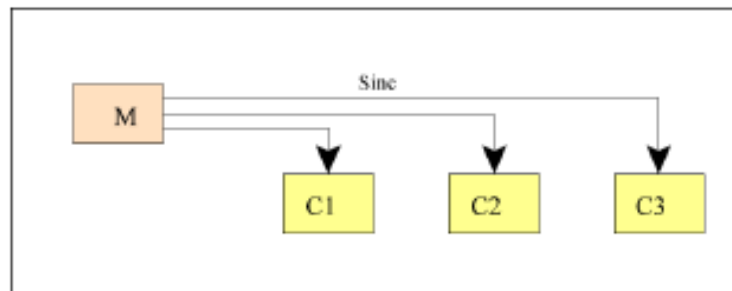


Fig. 2.05 Esquema Maestro - Control Local

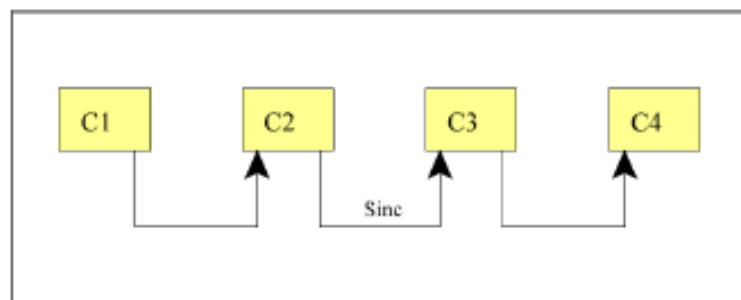


Fig. 2.06. Esquema En Cadena

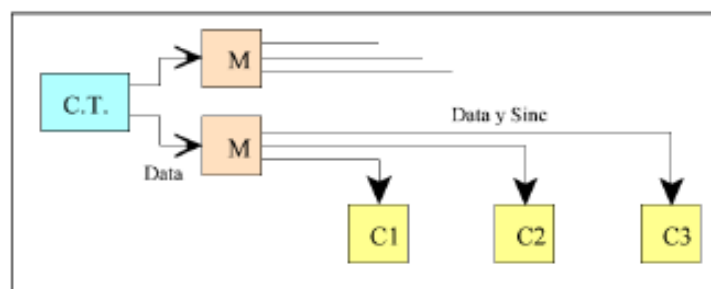


Fig. 2.07. Esquema Central de Tráfico, Controles Maestros y locales

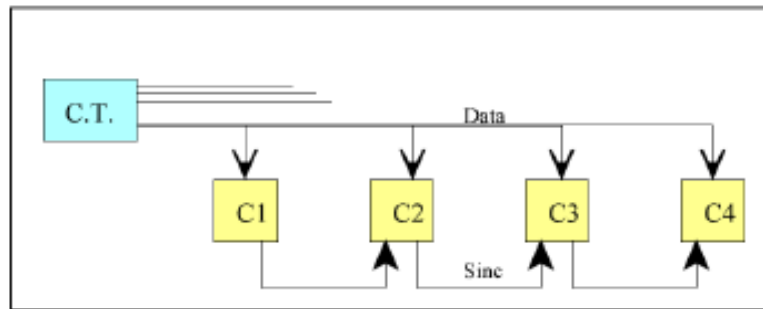


Fig. 2.08 Esquema Central de Tráfico y controles encadenados

D. Actuados / Semi-Actuados

Estos sistemas de control utilizan sensores para variar el comportamiento de los semáforos de la intersección a la cual se relacionan. Así, si en un sentido de la intersección se tiene un flujo mayor de vehículos, el sistema brindará mayor tiempo a ese sentido.

Ventajas:

- Se adapta a condiciones de tráfico cambiantes
- Flujos mayores que con sistemas tradicionales

Desventajas:

- No sirve en congestión
- Requiere sensores
- En ciertas condiciones son inferiores a los sistemas tradicionales

E. Adaptativos

Estos sistemas de control usan sensores con el objetivo de variar su comportamiento de acuerdo a la cantidad de vehículos por carril, la hora, vehículos prioritarios y cualquier otro factor importante buscando por lo general lograr la optimización del flujo considerando que no haya tiempos de espera largos en los vehículos. Por lo general usan técnicas y heurísticas más complejas que los controles actuados.

Ventajas:

- Se adapta a condiciones de tráfico cambiantes
- Altos flujos en situaciones normales
- Pueden dar prioridad a ciertos vehículos

Desventajas:

- Menores flujos en congestión
- Requiere sensores
- En ciertas condiciones no son mejores que los sistemas tradicionales
- Alto costo

2.2.5. Componentes Técnicos de Tránsito

1. Secciones Viales,
2. SemafORIZACIÓN,
3. Señalización,
4. Pavimento,
5. Geometría Vial,

6. Peatones,
7. Estacionamientos,
8. Paraderos,
9. Movimientos Vehiculares,
10. Interferencias,
11. Visibilidad,
12. Otros.

2.2.6. Semaforización

En áreas urbanas consolidadas, la Semaforización se convierte en un subsistema. Permite una mayor o menor movilidad y accesibilidad.

Es Totalitaria, opera en toda la ciudad a la vez. No es posible semaforizar por sectores.

Tecnología, generalmente es dependiente de una determinada patente privada.



Fig. 2.09. Sistema de Semaforización

2.2.7. Planificación del Tráfico

A lo largo de estos últimos años la simulación se ha ido convirtiendo en una de las herramientas más poderosas y utilizadas para el diseño y análisis de sistemas gracias a su probada capacidad de reproducir con gran fidelidad la realidad y de responder preguntas del tipo “*que pasaría si...*”

Los objetivos principales de un estudio de simulación suelen ser: incrementar la comprensión y el conocimiento sobre el funcionamiento del sistema, determinar la mejor de varias opciones de diseño y evaluar el impacto de cambios en la gestión del sistema.

Los desarrollos telemáticos en el campo del tráfico y el transporte, y la necesidad de evaluar sus impactos y los de las decisiones sobre la gestión del tráfico, en escenarios en los que la experimentación física no es posible, han convertido la simulación en un elemento clave para el análisis de sistemas de tráfico.

La modelización de la dinámica de los flujos de tráfico es un pre requisito para gran cantidad de tareas relevantes como la planificación de tráfico, la vigilancia y la monitorización, la detección de incidentes, el diseño de estrategias de control, la simulación y predicción de tráfico, etc. A estas aplicaciones se ha añadido recientemente la evaluación de los consumos de los sistemas de transporte, del impacto medio ambiental y de los sistemas de guiado de vehículos.

Los simuladores microscópicos son especialmente adecuados para reproducir con precisión las condiciones de tráfico reales en la red viaria lo que los convierte en la herramienta más adecuada tanto para la evaluación de los sistemas de gestión de tráfico tradicionales, como de los avanzados, y especialmente estos últimos cuando el simulador ha sido diseñado específicamente para tenerlos en cuenta.

El impacto visual del simulador es una de sus mejores armas. Una vez establecidos los parámetros de la red, el aforo y la señalización vial, el simulador se “pone en marcha” presentando un escenario en movimiento.

- El comportamiento de cada vehículo en la red se modeliza de forma continua a lo largo de todo el periodo de simulación, por medio de varios modelos de comportamiento del conductor, del tipo de seguimiento de vehículos, cambio de carril, aceptación de intervalos, etc.
- Los modelos citados son función de varios parámetros, para poder modelizar diferentes tipos de vehículos: coches, autobuses, camiones, etc. Así mismo los diferentes tipos se pueden agrupar en clases si se quieren reservar carriles particulares a una clase determinada.
- El simulador puede tratar con todo tipo de redes: urbanas, autopistas, autovías, rondas, gran vías o cualquier combinación de ellas.
- La simulación se puede basar tanto en flujos de tráfico y proporciones de giro como en matrices Origen-Destino.
- Una definición refinada de los parámetros incluye la categoría de parámetros locales para distinguir propiedades locales de las globales. Lo cual permite que el usuario tenga un mayor control sobre los modelos, que facilita el proceso de calibrado.
- El usuario puede escoger entre varios modelos de generación de vehículos e incluso definirse el suyo propio.
- De forma análoga a la generación de vehículos, el simulador pone a disposición del usuario varios modelos de selección de ruta, e incluso un editor de funciones que le permiten definir su propio modelo de elección de ruta o de función de costes.

Modelización del transporte público: Diferentes tipos de autobuses pueden circular de origen a final de línea de acuerdo con sus rutas, realizando las salidas desde el origen de la línea según su horario y parando un tiempo función de la demanda en cada parada de su ruta.

El nivel de detalle del simulador llega hasta donde Ud. desee. Se pueden plantear situaciones particulares como cruces, semáforos, etc, proporcionando datos

estadísticos detallados: Flujos, velocidades, tiempos de viaje, etc, así como medidas medio ambientales tales como consumo de carburante o emisión de polución.

- Se pueden reproducir distintos tipos de control de tráfico: señales de tráfico (stop, ceda el paso), semáforos y control de rampas. Los planes de control se basan en fases, proporcionando una mayor flexibilidad en la definición de los mismos mediante los diálogos con el editor gráfico interactivo TEDI. Una misma simulación puede trabajar con librerías de planes de control.
- Gracias a la modelización detallada de cada vehículo sobre una red viaria, se puede simular cualquier tipo de medida de detector: contajes, ocupación, presencia, velocidad y densidad. El detector simulado puede ser utilizado para alimentar cualquier sistema externo de control de tráfico.
- Permite la modelización de paneles electrónicos de señalización variable y la influencia que los distintos mensajes tienen sobre los conductores, como las recomendaciones de nuevas rutas o el control de velocidad.

2.3 MARCO TEÓRICO INSTRUMENTAL

El marco teórico que se presenta a continuación, tiene como objetivos, hacer un compendio de la investigación de los modelos más importantes, y sustentar la consecución de un conjunto de reglas y ecuaciones sobre las que el simulador fundamenta su funcionamiento.

2.3.1 Teoría y Reseña de Modelos de Tráfico Vehicular

Para poder llevar a cabo la realización del simulador, y el control del mismo, es necesario, entender diferentes modelos de tráfico vehicular, o flujo vehicular.

Se puede afirmar que según la investigación, o según el problema planteado y gracias al carácter estocástico y multi variable del tráfico vehicular, alrededor del mundo se han desarrollado modelos del flujo vehicular de todas las formas posibles e imaginables. A partir de allí, se determinó que el flujo puede tener dos enfoques: macroscópico y microscópico, y que en general todos los modelos deben ser regidos por las mismas variables fundamentales: *velocidad, densidad y flujo*, y por relaciones o ecuaciones entre dichas variables, similares en su forma.

No obstante, hay quienes precisan bastante más en el nivel de profundización de los modelos. Para entenderlo mejor, se presenta la siguiente ilustración:

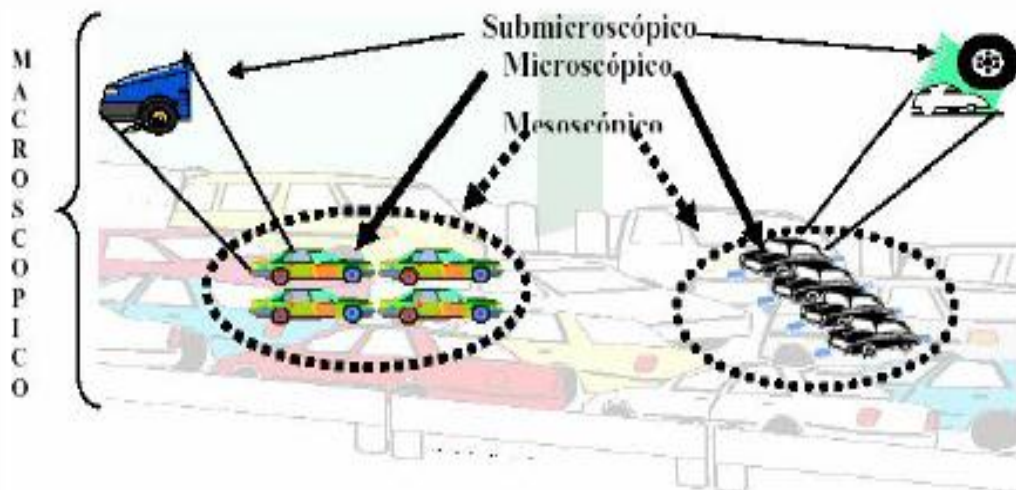


Figura 2.10. Descripción del grado de profundidad de los modelos de tráfico. [6]

A. MODELOS MACROSCÓPICOS:

Estos modelos tienen un enfoque muy diferente, pero buscan dar solución al mismo problema, los congestionamientos o exceso de tráfico vehicular.

Los modelos macroscópicos no tienen en cuenta características específicas de los automóviles, y generalmente promedian todos los datos o variables cuyo comportamiento estadístico permite promediar. Buscan establecer análisis sobre volúmenes de tráfico, y dar respuestas bien aproximadas sobre los congestionamientos, las demoras, los tiempos promedio en el sistema, entre otras.

Ha sido ya demostrado, que aproximaciones al flujo vehicular por modelos similares a los hidrodinámicos de primer o segundo orden, solo aportan pequeños detalles para la observación del tráfico. Se ha abordado también el tráfico vehicular de forma macroscópica, como un problema de asignación dinámica de flujos, usando técnicas de optimización y control óptimo, no obstante, todo eso requiere en la práctica un comportamiento ideal y obediente de los usuarios de las vías.

Veamos algunos enunciados de los modelos consultados:

A.1 Modelos de Asignación de Equilibrio⁸ [11]

Han mostrado alguna certeza teórica. De ellos se conocen dos tipos:

- Equilibrio del usuario: Basado en el principio de Wardrop que afirma que “los tiempos de viaje en todas las rutas realmente utilizadas, son menores o iguales que los que requeriría un usuario en cualquier ruta no utilizada”. Por lo que, un sistema gobernado por este modelo, asignará entonces usuarios a las rutas hasta encontrar un equilibrio, de manera tal que para cada usuario, una vez todas las rutas estén asignadas, será imposible cambiar su ruta, sin incrementar el costo del viaje.
- El modelo de optimización del sistema, que es algo similar al anterior, busca minimizar el tiempo total de viaje de toda la red (similar a este trabajo), pero es meramente teórico, pues implica que cada usuario debe respetar una ruta asignada (no necesariamente la mejor) por el sistema, de manera tal que la optimización se lleve a cabo.

A.2 Modelo de Nagel-Schreckenberger⁹ [15]

Este es uno de los tantos modelos basados en la conocida relación parabólica entre el flujo φ y densidad ρ . Esta relación que tiene a la velocidad como tercera variable, podríamos considerarla como la más importante en cualquier análisis de tráfico vehicular, y a menudo es escrita así: $\varphi = \rho v$

Pero dado que la velocidad es un parámetro que puede variar según muchos aspectos en una vía, los modelos de tráfico pueden determinar diferentes familias de curvas según el caso y las leyes que lo rijan, como se ve en la siguiente figura:

⁸ LOZANO, Angélica; TORRES, Vicente; ANTÚN Juan Pablo. (2002). Tráfico vehicular en zonas urbanas. México: UNAM. p 37.

⁹ RODRIGUES, Attila L.; de OLIVEIRA Mario J. (2003). Continuous Time Stochastic Models for Vehicular Traffic on Highways Brazilian Journal of Physics Sao Paulo; p. 374-380.

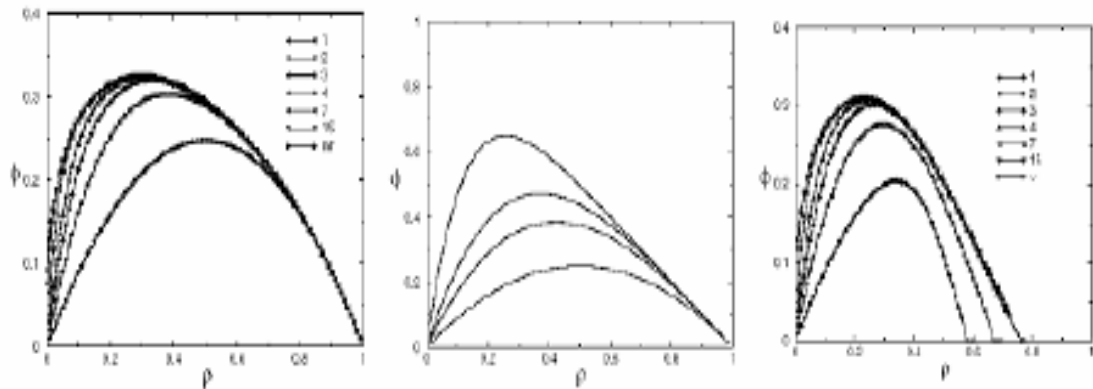


Figura 2.11. Variación de las familias de curvas ϕ vs ρ con la velocidad como parámetro.
 En el mismo modelo, variaciones “microscópicas” sobre el comportamiento de un vehículo frente a estímulos, deforman la parábola original del modelo básico.

Fuente: RODRIGUES, Attila L.; de OLIVEIRA Mario J. Continuous Time Stochastic Models for Vehicular Traffic on Highways. Brazilian Journal of Physics. Sao Paulo. (2003); p.374-380.

A.3 Modelo lineal de B. D. Greenshields¹⁰ [8]

Este es uno de los modelos más cercanos al grupo de reglas utilizadas en el simulador, y consiste en la linealización de un conjunto de datos obtenido por el investigador, donde se establecen las diferentes relaciones parabólicas, no sólo entre la densidad y el flujo, sino también entre la velocidad y el flujo, y una relación lineal decreciente entre la velocidad y la densidad; hecho que puede ser confirmado intuitivamente, cuando pensamos que un grupo de vehículos que viaja a mayor velocidad, viaja más disperso, es decir, los vehículos conservan mayor distancia entre ellos o, en otras palabras, forman un flujo menos denso.

A.4 Modelo logarítmico de H. Greenberg¹¹ [7]

Este es uno de los modelos que apoyado en la analogía del flujo vehicular con el flujo hidrodinámico, tuvo más resonancia en la ingeniería y el estudio del tráfico. De la combinación y discretización de las ecuaciones de movimiento y continuidad de fluidos compresibles, aplicadas al flujo vehicular, se obtienen las principales ecuaciones. Debemos anotar que el modelo, tiene gran nivel de validez especialmente en flujos congestionados, pero que falla en condiciones de flujo libre.

A.5 Modelo exponencial de R. T. Underwood¹² [17]

La formulación de este modelo buscaba representar más fielmente el comportamiento del flujo libre. Es más usado para modelar autopistas y avenidas o carreteras urbanas, donde se presenta más éste fenómeno. Tiene mucha aceptación en condiciones de flujos no congestionados.

¹⁰ GREENSHIELDS, B.D. (1935). A Study in Highway Capacity, Highway Research Board, Proceedings.

¹¹ GREENBERG H. (1959). An analysis of Traffic Flow. Operations Research. S.I. p.63.

¹² UNDERWOOD, R. T. (1961). Speed, volumen and density relationships, quality and theory of traffic flow. Yale Bureau of Highway Traffic. S.I.; p.41.

A.6 Familia de modelos de L. A. Pipes y P. K. Munjal¹³ [2]

Esta familia de modelos de menor trascendencia, sujeta a n como un número real mayor que 0, muestra como cuando $n=1$ se obtiene el modelo de Greenshields.

B. MODELOS MICROSCÓPICOS:

Son de Alta Fidelidad. Este enfoque describe a las entidades y sus interacciones con alto nivel de detalle. Usualmente representa a cada carro y semáforo individualmente y con muchas variables ligadas a éste. Los modelos microscópicos buscan describir el comportamiento de un ser humano al volante de un automóvil cuando es influenciado por los diferentes estímulos y obstáculos típicos de una vía. Es importante tener en cuenta, que si se describe el comportamiento de cada carro dentro de un sistema en todo momento, entonces podría simularse de manera casi perfecta el tráfico vehicular ya que todo lo que pase dentro del modelo sería predecible y modelable. No obstante, dichos modelos tienen un enorme costo de realización, y para ser simulados requieren un gran costo computacional. Además generalmente estos modelos son concebidos en un ambiente de disciplina, donde la reacción de un conductor ante un estímulo será casi siempre la misma, y es descrita con gran precisión en términos de posición, velocidad y aceleración. Los modelos microscópicos de tráfico, necesitan una enorme cantidad de datos específicos, y pueden llegar a ser lo suficientemente complejos como para perder capacidad de simular o explicar correctamente el tráfico. Además exigen información que generalmente no es adquirible, o medida fácilmente.

Los modelos microscópicos tienen en cuenta diferentes valores de tamaños y características para cada elemento. A continuación, se muestran enunciados de algunos de los principales modelos:

B.1 Modelos del vehículo siguiente¹⁴ [4]

Fueron desarrollados buscando estimar el comportamiento de los vehículos en un flujo de tráfico. Es decir, estimar la respuesta del vehículo siguiente con respecto al comportamiento del vehículo que viaja adelante (vehículo precedente).

B.2 Modelos de la General Motor¹⁵ [3]

Todos los modelos desarrollados por la General Motors se basan en el mismo principio.

$$\text{Respuesta} = \text{función} (\text{Sensibilidad}, \text{Estímulo})$$

La *Respuesta* está siempre representada por la aceleración o desaceleración del vehículo siguiente y el *Estímulo* por la velocidad relativa entre el vehículo precedente y el vehículo siguiente. La diferencia entre los 5 modelos está en cómo se representa la *Sensibilidad*.

¹³ CAL Y MAYOR Rafael y Cárdenas Grisales, James.(2007). Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones. 8ª Edición. México. Editorial Alfa omega

¹⁴ DEXTRE Q. Juan; CARRASCO, Luis Freddy. (2000). Modelo de simulación de tráfico vehicular. Trujillo, Perú: Pontificia Universidad Católica de Perú. p 3.

¹⁵ CLANDER R.; HERMAN E. y MONTRROLL E. (1958). Traffic Dynamics: Studies in car Following. Operational Research. S.I. N° 2 .p.16.

- *Primer modelo:* Desarrollado por Clander R. [3], Herman E. y Montroll E. Utiliza un valor constante de sensibilidad.
- *Segundo Modelo:* Ahora la Sensibilidad tiene uno de dos estados de acuerdo a la distancia entre los vehículos. Para una corta distancia entre vehículos, a_1 será usado. Para una distancia larga entre vehículos, a_2 será usado, con $a_1 > a_2$. Esto significa que los conductores son más sensibles a distancias cortas con respecto al vehículo siguiente que a mayores distancias.
- *Tercer Modelo:* Toma en cuenta la distancia de separación entre los dos vehículos. Para la sensibilidad se tiene un valor constante a_0 y la distancia de separación entre los vehículos es incluida para reflejar cómo el valor de la sensibilidad se incrementa cuando los vehículos están cerca y cómo disminuye cuando la distancia de separación se empieza a hacerse cada vez más grande.
- *Cuarto Modelo:* Incorpora la velocidad del vehículo siguiente. Si la velocidad del tráfico aumenta, el conductor del vehículo siguiente va a estar más sensible a la velocidad relativa entre él y el vehículo delantero.
- *Quinto Modelo:* Este modelo puede representar el comportamiento del flujo del tráfico asumiendo que todos los conductores tienen el mismo comportamiento y que todos los vehículos tienen las mismas características, dado que estos parámetros no son considerados en el modelo.

B.3 Modelo de Gipps del vehículo siguiente¹⁶ [5]

Un nuevo modelo del vehículo siguiente fue desarrollado por P. Gipps [5], destinado a utilizarse en una simulación en computador.

Este modelo estima la respuesta del vehículo siguiente basado en el supuesto de que cada conductor establece límites a su aceleración y desaceleración.

Se supone que el conductor del vehículo siguiente no excede su velocidad de viaje deseada. En el caso de una aceleración libre, la velocidad primero se incrementa y luego la aceleración se hace cero hasta alcanzar la velocidad deseada, es decir, hasta alcanzar una situación de equilibrio.

B.4 Modelo de Conservación vehicular¹⁷ [1]

Especialmente diseñado, para simulación de flujo en autopistas de varios carriles. Se basa en la ecuación de conservación vehicular, enunciada a partir del siguiente gráfico:

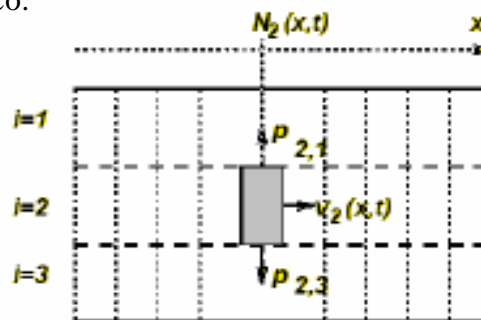


Figura 2.12. Modelo de conservación vehicular de autopista con carriles discretos.

Fuente: ÁLVAREZ Icaza, Luis. (2005). Simulación y control tráfico vehicular. México: UNAM, p.5

¹⁶ GIPPS P., (1981). A Behavioural car-following model for computer simulation. Transportation Research. S.I. p 105

¹⁷ ÁLVAREZ Icaza Luis. (2005). Simulación y control de tráfico vehicular. México: UNAM.

$$\frac{\partial N(x,t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \{V(x,t)N(x,t) + P(x,t)N(x,t)\}$$

Donde:

x: Posición

N(x,t): Densidad

t: Tiempo

V(x,t): Velocidad

P(x,t): Razón de cambio de carril

2.3.2. Plataformas de Simulación más Utilizadas

Debido a que en problemas con características de complejidad y magnitud como el de control de tráfico urbano no es viable validar las estrategias de control directamente sobre la malla vial, la utilización de plataformas de simulación se encuentra fundamentalmente ligada a las estrategias de control de tráfico urbano. Por esta razón, es importante identificar qué plataformas de simulación se están utilizando en el Perú y en otros países, tanto por la comunidad académica en general como por las autoridades distritales y municipales a través de consultorías por parte del sector privado para llevar a cabo su gestión.

Por la gran cantidad de plataformas de simulación existentes, se hace necesario llevar a cabo una categorización adecuada para sintetizar las diferentes alternativas. Las plataformas de simulación pueden, entonces, ser clasificadas de acuerdo al modelo de tráfico que utilicen. Estos modelos pueden ser macroscópicos, microscópicos o mesoscópicos¹⁸ [13].

- *Modelos Macroscópicos*: Este tipo de modelos es, en general, apropiado para aplicaciones de gran escala donde las principales variables de interés se encuentran relacionadas con las características del flujo¹⁹ [2, 11, 15]. Su calibración puede llevarse a cabo de manera relativamente sencilla utilizando, por ejemplo, sensores de bucle inductivo²⁰ [4]. Entre las plataformas de simulación macroscópica más relevantes se encuentran TRANSYT-7F, VISUM, FREFLO, NETVACI, TransCAD, KRONOS, AUTOS, EMME/2, METANET y METACOR²¹ [1].
- *Modelos Mesoscópicos*: Los modelos mesoscópicos presentan una aproximación intermedia entre los microscópicos y los macroscópicos en la medida en que mezclan conceptos y herramientas de ambos modelos al analizar el comportamiento de grupos de conductores [13]. Las plataformas de simulación que utilizan modelos mesoscópicos son, entre otras, METROPOLIS, DYNASMART, DYNAMIT e INTEGRATION²² [9].
- *Modelos Microscópicos*: Estos modelos, como su nombre sugiere, presentan la escala más pequeña para el acercamiento al análisis de los sistemas de tráfico urbano. En este sentido, sus variables de interés se relacionan con el comportamiento de vehículos individuales respecto a la infraestructura y a los demás vehículos en ella. Cabe anotar que el hecho de que este tipo de modelos

¹⁸ PAPAGEORGIOU M.; Ben-Akiva M.; Bottom J.; Bovy P.; Hoogendoorn S.; Hounsell N; Kotsialos A. and McDonald M. (2007). "ITS and Traffic Management". Vol. 14. Handbooks in Operations Research and Management Science. Ch. 11, pp. 715-774.

¹⁹ CAL Y MAYOR Rafael y Cárdenas Grisales, James. (2007). Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones. 8ª Edición. México. Editorial Alfa omega

²⁰ DEXTRE Q. Juan; CARRASCO, Luis Freddy. (2000). Modelo de simulación de tráfico vehicular. Trujillo, Perú: Pontificia Universidad Católica de Perú. p 3.

²¹ ÁLVAREZ Icaza Luis. (2005). Simulación y control tráfico vehicular. México: UNAM.

²² HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

procuran representar comportamientos humanos aumenta en gran medida su complejidad y costos. Entre las plataformas de micro simulación más relevantes están: INTRAS, FRESIM, MITSIM, NETSIM, CORSIM, VISSIM, THOREAU, FLEXYT-II y AIMSUM [3, 5, 9, 10].

Actualmente, en la ciudad de Lima se utiliza para la planificación y gestión del control de tráfico plataformas comerciales como el ya mencionado TransCAD en conjunto con la herramienta GIS (Geographic Information Service) MAPTITUDE²³ [1]. De manera adicional, para desarrollar los procesos de planeación, evaluación, optimización y simulación de los elementos que intervienen en el problema del tránsito, se utiliza diversas plataformas comerciales dependiendo de las características específicas de cada situación, divididas en las siguientes categorías²⁴ [4]:

- Software para planeación y evaluación: HCS2000.
- Software para evaluación y optimización: SIDRA, TRANSYT-7F y SYNCHRO.
- Software para micro simulación: LISA+, TSIS y VISSIM.

Como se ha dicho, la utilización específica de una (o varias) de estas plataformas se realiza con base en las fortalezas, debilidades y alcance identificados para cada paquete de software, contrastados con las características de la situación particular a analizar.

El hecho de que esta última plataforma sea, adicionalmente, la más utilizada por la comunidad académica en el país de Colombia²⁵ [3] se debe en gran medida a su capacidad de analizar tanto las intersecciones semaforizadas en sí mismas, como la interacción entre el flujo vehicular, los peatones y los usuarios de bicicletas [4]. Lo anterior, ligado con la capacidad de generar ambientes de tres dimensiones sobre entornos creados en dos dimensiones les proporciona a los usuarios de VISSIM numerosas ventajas.

Del mismo modo, así como en algunos proyectos académicos en Colombia se utilizan diversas plataformas comerciales como SYNCHRO [1], SIDRA [1], TRANSYT-7F [1], Transmodeler [1] y TransCAD [1] entre otros, el nivel de alcance y alto costo de la mayoría de estos paquetes ha impulsado la iniciativa de creación de plataformas de micro simulación por parte de la comunidad académica peruana. Estos proyectos (siguiendo la iniciativa de proyectos como el presente) no sólo procuran caracterizar las redes urbanas, sino también analizar situaciones no convencionales que se presentan con frecuencia en las ciudades peruanas como accidentes y similares.

Actualmente en la ciudad de Ayacucho se viene utilizando la plataforma del SYNCHRO 5.0 en la totalidad de los semáforos.

2.4. ANÁLISIS OPERACIONAL

El análisis operacional resulta en la determinación de la capacidad y nivel de servicio para cada grupo de vías, así como el nivel de servicio para toda la intersección. Este requiere de

²³ ÁLVAREZ Icaza Luis. (2005). Simulación y control tráfico vehicular. México: UNAM.

²⁴ DEXTRE Q. Juan; CARRASCO, Luis Freddy. (2000). Modelo de simulación de tráfico vehicular. Trujillo, Perú: Pontificia Universidad Católica de Perú. p 3.

²⁵ CLANDER R.; HERMAN E. y MONTROLL E. (1958). Traffic Dynamics: Studies in car Following. Operational Research. S.I. N° 2 .p.16.

información detallada concerniente a la geometría, tráfico y condiciones de señalización en la intersección. Estos pueden ser conocidos para casos existentes o proyectados a situaciones futuras. Debido a que el análisis operacional es complejo, este se divide en cinco distintos módulos o pasos, como a continuación se describe en forma sintetizada:

- 1.- Módulo de Entrada de Datos. En este módulo se ingresa toda la información requerida sobre la cual se efectúan subsecuentes cálculos. El módulo incluye toda la información necesaria sobre la intersección, geometría, volúmenes de tráfico representados por la sumatoria de todos los vehículos que cruzan la intersección, así como de semaforización.
- 2.- Módulo de Ajuste de Volúmenes: Los volúmenes de demanda pueden ser provistos en términos de tasa de flujo promedio (vph) para periodos de análisis de 15 min. En tales casos valores de factor de hora pico de 1.0 podrían ser usados. Los volúmenes de demanda pueden ser también establecidos en términos de volúmenes promedio horario (vph), en tales casos el módulo de ajuste de volumen usa los factores de la hora pico provistos para convertir esas tasas de flujo para periodos de análisis de 15 min. La definición de grupos de vías para el análisis también tiene lugar en este módulo.
- 3.- Módulo de Tasa de Flujo de Saturación: La tasa de flujo de saturación es calculada para cada grupo de vías establecido para el análisis. La tasa de flujo está basada en el ajuste de una tasa de flujo de saturación “ideal” para que refleje una variedad de condiciones prevalecientes.
- 4.- Módulo de Análisis de Capacidad: Los volúmenes y la tasa de flujo de saturación son manipulados para calcular la capacidad y las relaciones v/c para cada grupo de vías y la relación v/c crítica para la intersección.
- 5.- Módulo de Nivel de Servicio: La demora establecida para cada grupo de vías, para el análisis las demoras son medidas y agregadas para las aproximaciones y para toda la intersección y los niveles de servicio son determinados.

La metodología presente provee las fórmulas y proporciona tablas para todos los factores a ser usados. En todos los casos las tablas proveen entradas para límites extremos que son asignados por el método, en ningún caso los valores tabulados deben ser extrapolados más allá de esos límites, excepto cuando la extrapolación es explícitamente recomendada (por ejemplo los factores de ancho de vía). La interpolación entre valores tabulados es sugerida para remediar la discontinuidad que puede ocurrir entre los valores, pero la recomendación práctica en todos los casos es el uso de las fórmulas que son provistas para completar valores y evitar tanto la interpolación como la extrapolación.

2.4.1. MÓDULO DE ENTRADA DE DATOS:

La información señalada es este módulo forma la base de los valores de cálculo y procedimientos que se usarán en los módulos que se señalan más adelante. La información necesaria es detallada y variada y cae dentro de cuatro categorías: condiciones geométricas, condiciones de tráfico, condiciones de semaforización y valores por defecto.

A) CONDICIONES GEOMÉTRICAS.

La geometría de la intersección es generalmente presentada en forma de diagrama y es incluida toda la información relevante, incluyendo pendientes de las aproximaciones, en número y ancho de vías, condiciones de estacionamiento.

La existencia de vías, exclusivas de volteo a la derecha e izquierda debe ser notada, así como las longitudes de espera o estacionamiento de tales vías.

B) CONDICIONES DE TRÁFICO.

Los volúmenes de tráfico para la intersección deben ser especificados para cada movimiento en cada aproximación. Estos volúmenes son las tasas de flujo en vehículos por hora para periodos de análisis de 15 minutos el cual es el período de duración de un análisis normal ($T=0.25$ hr).

La distribución del tipo de vehículos es cuantificada como el porcentaje de vehículos pesados (%HV) en cada movimiento, donde los vehículos pesados para nuestro medio serán considerados los camiones en sus diferentes capacidades, así como los ómnibus inter provinciales.

El número de vehículos de transporte público para cada aproximación deberá ser identificado, incluyendo solo los vehículos que efectúan paradas para subir o descargar pasajeros en la intersección, los ómnibus que no efectúan paradas deberá ser considerado como vehículos pesados.

El flujo de peatones será necesario, porque estos interferirán con los volteos permitidos a la derecha. El flujo de peatones para una aproximación dada es el flujo en el camino de cruce que interfiere con los volteos ala derecha hechos desde la aproximación. Así pues, para una aproximación hacia el Oeste el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente el sentido Norte deberá ser usado; para una aproximación hacia el Este deberá usarse el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente, el sentido Sur; para una aproximación al Norte, el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente el sentido Oeste.

Seis tipos de arribo son definidos para el flujo de arribo dominante, los cuales se describen a continuación:

- **Arribos Tipo 1:** La densidad del grupo contiene más del 80% del volumen del grupo de vías, arribando en el comienzo de la fase roja. Este tipo de arribo es representativo de una red que experimenta muy mala cantidad de progresión como resultado de condiciones tales como sobre optimización de señales en la red.
- **Arribos Tipo 2:** Moderada densidad del grupo, arriban en la mitad de la fase roja o grupo disperso, conteniendo el 40% a 80% del volumen del grupo de vías arribando totalmente fuera de la fase roja. Este tipo de arribo es representativo de una desfavorable progresión.
- **Arribos Tipo 3:** Arribos aleatorios en el cual el grupo principal contiene menos del 40% del volumen del grupo de vías. Este tipo de arribo es representativo de operaciones aisladas y no interconectadas de intersecciones señalizadas, caracterizada por la alta dispersión del grupo.
- **Arribos Tipo 4:** Moderada densidad del grupo arribado en la mitad de la fase verde o grupo disperso, conteniendo del 40% al 80% del volumen del grupo de vías, arribando fuera de la fase verde. Este tipo de arribo es representativo de una favorable calidad de progresión sobre dos vías arteriales.
- **Arribos Tipo 5:** Densa o moderada densidad de grupo conteniendo más el 80% del volumen del grupo de vías arribando en el comienzo de la fase

verde. Este tipo de arribo es representativo de una altamente favorable calidad de progresión, las cuales pueden ocurrir en rutas con baja o moderada, entradas de calles auxiliares y con una alta prioridad en el tratamiento del plan de tiempo de señales.

- **Arribos Tipo 6:** Este tipo de arribo es reservado para excepcionales calidades de progresión en rutas con características casi ideales de progresión. Esta es representativa de mucha densidad de grupo sobre un número de intersecciones muy cercanas con mínimas o ninguna entrada de calles laterales.

El tipo de arribo puede ser observado en campo, pero puede ser también aproximado examinando diagramas de espacio – tiempo para la calle en cuestión. El tipo de arribo debería ser determinado lo más exactamente posible porque este tendría un impacto significativo sobre la estimación de la demora y el nivel de servicio. Si bien no están definitivamente señalados los parámetros para cuantificar precisamente el tipo de arribo, la siguiente relación puede ser usada para evaluar este valor:

$$R_p = P (C/g_i) \quad (7) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

R_p = Razón de grupo.

P = Proporción de todos los vehículos que arriban durante la fase verde

C = Duración del ciclo

g_i = Efectivo tiempo de verde para el movimiento o grupo de vías.

P puede ser estimado u observado en el campo, mientras que g_i y C son calculados desde la señal semafórica. Deberá tenerse en cuenta que cuando P es estimado, este valor no excederá de 1.0. Los rangos aproximados de R_p son relativos al tipo de arribos, como se muestra en la Tabla 2.03, y los valores de Defecto son sugeridos para subsecuentes cálculos.

Tabla 2.03. Relación entre Tipo de Arribo y Razón de Grupo (R)

TIPO DE ARRIBO	RANGO DE LA RAZÓN DE GRUPO (R_p)	VALOR POR DEFECTO	CALIDAD DE LA POBLACIÓN
1	≤ 0.50	0.333	Muy mala
2	$> 0.50 \text{ Y } \leq 0.85$	0.667	Desfavorable
3	$> 0.85 \text{ Y } \leq 1.15$	1.000	Arribos Aleatorios
4	$> 1.15 \text{ Y } \leq 1.50$	1.333	Favorable
5	$> 1.50 \text{ Y } \leq 2.00$	1.667	Altamente Favorable
6	> 2.00	2.000	Excepcional

Otra condición de tráfico de interés, es la actividad en las vías de parqueo adyacente para el análisis de los grupos de vías. La actividad de parqueo en medida en términos de maniobras de parqueo por hora dentro de los 70 metros antes y después de la línea de parada (N_m). Cada vehículo que entra o sale del lugar de parqueo es considerado como una maniobra de parqueo.

C) CONDICIONES DE SEMAFORIZACIÓN

Al completar la información necesaria sobre semaforización, ésta incluirá a manera ilustrativa un diagrama de fases, duración del ciclo, tiempo de verde y el intervalo de cambio y limpieza. Se deberá identificar el tipo de semáforo automático o pre ajustado y la presencia de semáforos peatonales.

Si existen requerimientos de tiempo para peatones, el mínimo tiempo de verde para la fase debería ser indicado y debe ser provisto en el tiempo del semáforo.

El mínimo tiempo de verde puede ser estimado como:

$$G_p = 7.0 + (W/1.30) - Y_i \quad (8) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

G_p = Mínimo tiempo de verde, seg.

W = Distancia desde la vereda al centro de la vía más lejana de la calle que está siendo cruzada o a la isla de refugio de peatones más cercana, si el cruce peatonal es hecho sobre dos ciclos de señal, en metros.

Y_i = Intervalo de cambio y limpieza (amarillo más todo el tiempo rojo), seg.

Aquí se asume que la velocidad de caminata de peatones que cruzan las calles es de 1.37 m/seg. (USA), Ref. [16].

Dado que las características físicas del poblador peruano no son iguales que la del norte americano, se efectuó un estudio para determinar la velocidad peatonal en la intersección de la Av. Mariscal Cáceres y el Jr. Asamblea, donde se obtuvo un tiempo promedio de 1.40 m/seg., para personas comprendidas entre los 14 a 65 años de edad. Se asumirá este valor para el cálculo del tiempo mínimo de verde para brindar facilidades y seguridad al cruce de los peatones en la intersección.

D) VALORES POR DEFECTO

Ocasionalmente, algunos valores de campo no están disponibles, entonces podemos usar los valores por defecto dados en las tablas 2.04 y 2.05. Estos valores deben ser usados cuidadosamente debiéndose hacer notar que los resultados obtenidos serán más aproximados cuando se usan más valores por defecto.

TABLA 2.04. VALORES POR DEFECTO PARA USAR EN EL ANÁLISIS

CARACTERÍSTICA	VALOR POR DEFECTO
Tráfico	
Tasa de flujo de saturación ideal	1.800 - 2000 vphpv

2.4.2. MÓDULO DE AJUSTE DE VOLUMENES:

Son pasos que se establecen para el Ajuste de Volúmenes:

1. Los volúmenes de Demanda pueden ser provistos en tasa de flujo promedio.
2. Los grupos de vías son establecidos para el análisis.

El ajuste de volúmenes horarios a tasas de flujo para períodos de análisis de 15 minutos dentro de la hora. Esto es efectuado mediante la división de los volúmenes en movimiento para una aproximación y el factor de hora pico (PHF), el cual puede ser definido para toda la intersección para cada aproximación o para cada movimiento.

$$V_p = V/PHF \quad (9) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

V_p = La tasa de flujo durante el período de análisis de 15 min. Vph.

V = Volumen horario, vph

PHF = Factor de hora pico.

Como no todos los movimientos en la intersección pueden tener picos en el mismo tiempo, esto es evaluado observando directamente flujos de 15 minutos y seleccionando el período crítico para el análisis. La conversión de volúmenes horarios a tasas de flujo pico usando el PHF asume que todos los movimientos son pico durante el mismo periodo de 15 minutos y esto es por ende a una aproximación conservadora. Esto es particularmente conservador si diferentes factores de PHF son asumidos para cada movimiento.

A) DETERMINACIÓN DE LOS GRUPOS DE VÍAS PARA EL ANÁLISIS

El análisis operacional es disgregado, esto es porque ha sido diseñado para considerar aproximaciones individuales a la intersección e individuales grupos de vías dentro de la aproximación, es pues necesario determinar apropiadamente los grupos de vías para análisis.

La segmentación de los grupos de vías dentro de la intersección es un proceso relativamente obvio considerando tanto la geometría de la intersección y la distribución de movimientos de tráfico. En general, se usaran números menores de grupos de vías para describir adecuadamente la operación de la intersección. Las siguientes consideraciones podrían ser usadas:

- ✓ Una vía o vías exclusivas de volteo a la izquierda son normalmente separadas del grupo de vías a menos que exista una vía compartida de volteo a la izquierda, en tal caso del grupo de vías propuesto depende de la distribución del volumen de tráfico entre movimientos. Lo mismo se cumple para vías de volteo exclusivas a la derecha.
- ✓ Sobre una aproximación con vías exclusivas de volteo a la izquierda o derecha o ambos, todas las otras vías sobre la aproximación generalmente serán incluidas como un simple grupo de vías.
- ✓ Cuando una aproximación con más de una vía incluye una vía que puede ser usada para movimientos de volteo a la izquierda y de paso deberá verse las condiciones de equilibrio de tal forma de determinar si es una vía compartida o clasificada como una vía de volteo exclusivo a la izquierda, refiriéndose a ella como una vía de volteo a la izquierda de facto.
- ✓ Las vías de volteo a la izquierda llamadas de facto, no pueden ser identificadas antes de que la proporción de volteos a la izquierda en la vía compartida es igual o excede a 1.0 (100%), la vía compartida deberá ser considerada como una vía de volteo a la izquierda.

Cuando dos o más vías son incluidas en el grupo de vías para propósitos de análisis, todos los subsecuentes cálculos tratarán estas simples vías como una simple entidad.

Cuando los volteos a la derecha en rojo son permitidos, el volumen de volteo a la derecha suele ser reducido por el volumen de vehículos en movimiento que voltean a la derecha sobre la fase roja. Esto es generalmente hecho en base de volúmenes horarios luego de convertidas a tasas de flujo.

El número de vehículos capacitado para voltear a la derecha sobre la fase roja es función de múltiples factores complejos.

Para una intersección existente es apropiado considerar los volteos a la derecha en rojo que ocurran. Tanto para vías compartidas y vías de volteo exclusivo a la derecha, en número de volteos a la derecha en rojo pueden ser sustraídos de los volúmenes de volteo a la derecha antes del análisis de la capacidad del grupo de vías o del nivel de servicio. En una intersección existente el número de volteos a la derecha en rojo puede ser determinado mediante observaciones en campo.

2.4.3. MÓDULO DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN

En el módulo de la tasa de flujo de saturación, una tasa de saturación es calculada para cada grupo de vías.

La tasa de flujo de saturación es el flujo de vehículos por hora que puede ser acomodado por el grupo de vías, asumiendo que la fase verde estuvo siempre disponible para el grupo de vías, esto es que la razón de verde (g/C) fue 1.0. Los cálculos comienzan con la selección de una tasa ideal de flujo de saturación, usualmente 1900 vehículos por hora en tiempo de verde por vía (vphvpv) y este valor es ajustado por la variedad de condiciones prevalecientes que no son ideales. Todos los factores de ajuste están dados en las tablas 2.04 a la 2.14 del Anexo 05.

Se debe hacer notar que la fórmula para el factor de bloqueo por transporte público ha sido modificada en el presente trabajo, basándose en el estudio realizado el cual ha tomado en cuenta las características del tipo de transporte público que circula en la ciudad de Ayacucho. El factor modificado será señalado en el capítulo III, numeral 3.3.

$$S = s_o N f_w f_{hv} f_g f_p f_{bb} f_o f_{lu} f_{rt} f_{II} \quad (10) \quad \text{Ref. [16]}$$

S = Tasa de flujo de saturación para el grupo de vías objeto, expresado como el total para todas las vías en el grupo de vías bajo condiciones prevalecientes, vphg.

s_o= Tasa de flujo de saturación ideal por vía, usualmente de 1,900 vphvpv.

N = Número de vías o carriles en grupo de vías.

f_w= Factor por ancho de vía, está dado en la tabla 2.07 (factor modificado)

f_{hv}= Factor de ajuste de vehículos parados en el tráfico que influye, tabla 2.09

f_g= Factor de ajuste por pendiente, dado en la tabla 2.09.

f_p= Factor de ajuste por la existencia de una vía de parqueo adyacente al grupo de vías y actividad de parqueo en las vías, dado en la tabla 2.10

f_{bb} = Factor de ajuste por efecto de bloqueo de omnibuses locales que paran dentro del área de la intersección, dado en la tabla 2.11 (factor modificado).

f_o = Factor de ajuste por tipo de área, dado en la tabla 2.12.

f_{lu} = Factor de ajuste por utilización de la vía, el cálculo se describe más adelante.

f_{rt} = Factor de ajuste de volteo a la derecha en el grupo de vías. Tabla 2.13

f_{lt} = Factor de ajuste de volteo a la izquierda en el grupo de vías, en la tabla 2.14 o cálculo descrito posteriormente.

A) FACTORES DE AJUSTE:

El uso de los factores de ajuste considera el impacto de una o varias condiciones prevalecientes que son diferentes de las condiciones ideales para los cuales la tasa de flujo de saturación ideal aplica.

A-1. FACTOR DE AJUSTE POR ANCHO DE VÍA: (Tabla 2.07)

El factor de ajuste de vía, f_w , considera el impacto perjudicial de vías estrechas sobre la tasa de flujo de saturación y permite un incremento de flujo sobre vías anchas. Esta metodología considera 3.60 metros como ancho estándar. El factor de ancho de vía debe ser calculado con precaución para anchos de vías mayores a 4.80 metros o efectuar un análisis de dos vías estrechas. Nótese que el uso de dos vías resultará siempre en una alta tasa de flujo de saturación que con una vía simple ancha. En ningún caso el factor de ancho de vía debe ser calculado para vías con ancho menores a 2.40 metros.

A-2. FACTOR DE AJUSTE PARA VEHÍCULOS PESADOS Y PENDIENTES. (Tablas 2.08 y 2.09)

El efecto de vehículos pesados y la pendiente son tratados por dos factores separados f_{hv} y f_g respectivamente. Estos factores reconocen que vehículos que transitan son afectados por la pendiente de la vía y los vehículos pesados que transitan en ella.

El factor de vehículos pesados considera el espacio adicional ocupado por esos vehículos, la diferencia en la capacidad de operación de esos vehículos con respecto a los autos. El equivalente de autos que transitan (E_t) usado por cada vehículo pesado es de dos unidades y es reflejado en la fórmula.

El factor de pendiente considera el efecto de la pendiente en todos los vehículos.

A-3. FACTOR DE AJUSTE POR ESTACIONAMIENTO (Tabla 2.10)

El factor de ajuste de parqueo, f_p considera el efecto de interferencia de una vía de parqueo sobre el flujo en el grupo de vías adyacente, así como los bloqueos ocasionales de la vía adyacente por los vehículos en movimiento dentro y fuera de los espacios de parqueo.

Cada maniobra (dentro y fuera) asume un bloqueo de tráfico en la vía siguiente a la maniobra de parqueo con un promedio de 18 seg.

El número de maniobras de parqueo usado es el número de maniobras por hora en las áreas directamente adyacentes al grupo de vías y dentro de los 70 metros aguas arriba de la línea de la parada. Si más de 180 maniobras por hora son efectuadas, un límite de 180 deberá ser usado.

A-4. FACTOR DE BLOQUEO POR TRANSPORTE PÚBLICO. (Tabla 2.11)

El factor de ajuste de bloqueo por transporte público, f_{bb} , considera el impacto del tránsito local de ómnibus que paran para descargar y cargar pasajeros dentro de una distancia de 70 metros de la línea de parada (aguas arriba o aguas abajo). Este factor sólo debe ser usado cuando el transporte público que para bloquear el flujo de tráfico en el grupo de vías objeto. Si más de 250 ómnibus por hora existen, un límite práctico de 250 debe ser usado. El factor asumido por el HCM²⁶ como tiempo promedio de bloqueo es de 14.4 segundos durante el período verde.

Dado que las condiciones de tráfico y transporte público en el Perú no son iguales que en otros países, se ha efectuado un estudio para determinar el tiempo promedio de bloqueo el cual ha determinado en un valor de 8.82 segundos en tiempo de verde. Detalles del estudio se pueden encontrar en el capítulo III, numeral 3.2.4.

A-5. FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE ÁREA. (Tabla 2.12)

El factor de ajuste por tipo de área, considera la relativa ineficiencia de la intersección dentro de un área de negocios en comparación con otras zonas, principalmente por la complejidad y congestión general en las cercanías de la zona de negocios o comercial.

La aplicación del factor de reducción por tipo de área es típicamente apropiada en áreas que existen muchas características de distritos centrales de negocios, cuya denominación está dada por (CBD). Esas características incluyen calles angostas, vías a la derecha, veredas angostas, maniobras frecuentes de parqueo, bloqueo por vehículo, uso limitado de vías exclusivas de volteo a la izquierda, alta actividad de taxi o ómnibus, o ambos; radios de volteo pequeños, uso limitado de vías exclusivas de volteo a la izquierda, alta actividad de peatones, densidad de población veredas centrales de corte, etc. El uso de este factor puede ser determinado en base a cada caso, este factor no está limitado por el diseño de áreas de negocio, este factor no necesariamente será usado en áreas en donde el diseño geométrico, el tráfico o el flujo de peatones o ambos, son tales que el tiempo de saturación de vehículos sea incrementado significativamente al punto de que la capacidad de la intersección se vea afectada.

A-6. FACTOR DE AJUSTE DE UTILIZACIÓN DE VÍA:

El factor de utilización de la vía considera igual distribución de tráfico en cada vía en el grupo de vías, cuando más de una vía existe y provee un ajuste a la tasa de flujo de saturación para reflejar la tasa en la cual los vehículos son descargados desde el grupo de vías cuando existen variaciones en la vía usada. El factor de ajuste es calculado en base de flujo de la vía con más alto volumen.

$$F_{lu} = v_g / (v_{g1} N) \quad (11) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

F_{lu} = Factor de utilización de la vía

²⁶ HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

v_g = Tasa de flujo de demanda no ajustada para el grupo de vías, vhp

v_{g1} = Tasa de flujo de demanda no ajustada sobre un solo carril en el grupo de vías con el mayor volumen.

N = Número de vías en el grupo de vías.

La tasa de flujo de saturación normalmente es ajustada por la utilización de la vía para considerar el efecto de desbalance del uso de las vías. Este ajuste puede ser usado para considerar la variación en flujo de tráfico sobre una vía individual en el grupo de vías causado por cambios aguas arriba de la carretera, tal como el número de vías disponible o características del flujo tal como la distribución del tráfico dentro de un grupo de vías debido a grandes movimientos del volteo dentro de una distancia corta desde una intersección. La distribución de volúmenes actuales de las vías observadas en campo, si es conocido podría ser usada en el cálculo del factor de utilización de la vía. Un factor de utilización de vía de 1.0 puede ser usado cuando la distribución uniforme de tráfico puede ser asumida en todas las vías dentro del grupo de vías o cuando un grupo de vías está compuesto por un carril. Cuando las condiciones promedio existen o la distribución de tráfico sobre un grupo de vías no es conocida, los Valores de Defecto señalados en la tabla de 4 podrían ser usados.

A-7. FACTOR DE AJUSTE DE VOLTEO A LA DERECHA. (Tabla 2.13)

El factor de volteo depende de un número de parámetros, la característica más importante es la manera en el cual los volteos son acomodados en la intersección. Los volteos pueden operar fuera de las vías exclusivas o compartidas, con fase de señales protegidas o permitidas o con algunas combinaciones de esas condiciones. El impacto de los volteos sobre la tasa de flujo de saturación es mucho más dependiente del modo de operaciones de volteo.

El factor de ajuste de volteo a la derecha, f_{rt} depende de un número de variables, las cuales incluyen:

1. Los volteos a la derecha son hechos desde una vía exclusiva o compartida.
2. Tipos de fases de señal (protegida, permitida, protegida más permitida), una fase protegida de volteo a la derecha no tiene conflicto con movimientos peatonales y una fase permitida tiene conflicto con movimientos peatonales.
3. Volumen de peatones usando los caminos con conflicto.
4. Proporción de vehículos que voltean a la derecha en la vía compartida.
5. Proporción de volteos a la derecha usando la porción protegida de una fase protegida más permitida.

El ítem 5 puede ser determinado por observaciones en campo, pero una estimación puede ser hecha desde el tiempo de semáforo, asumiendo que la proporción del vehículo que volteo hacia la derecha que usa la fase protegida es aproximadamente igual a la proporción de la fase del volteo que es protegida. Si $P_{rta} = 1.0$, quiere decir que los volteos a la derecha son completamente protegidos de los conflictos con peatones, un volumen de peatones de 0 deberá ser usado. El factor de volteo a la derecha es 1.0 si el grupo de vías no incluye ningún volteo a la derecha.

Cuando el volteo a la derecha es permitido, el volumen de volteo a la derecha puede ser reducido como se describió en la explicación del módulo de ajuste de volumen.

A-8. FACTOR DE AJUSTE DE VOLTEO A LA IZQUIERDA. (Tabla 2.14)

El factor de ajuste a la izquierda f_{lt} , está basado en un número de variables similares a los de volteo a la derecha, incluyendo:

1. Los volteos a la izquierda son efectuados desde vías exclusivas o compartidas.
2. Tipos de fases (protegida, permitida, protegida más permitida).
3. Proporción de vehículos que voltean a la izquierda usando un grupo de vías compartidas.
4. Tasa de flujo opuesto cuando los volteos son hechos en fases permitidas.

El factor de ajuste de volteo a la izquierda es de 1.0, si el grupo de vías no incluye ningún volteo a la izquierda. Cuando el volteo a la izquierda no se opone en ningún momento a un flujo de vehículos que circulan en sentido contrario, pero encuentran conflicto con movimiento peatonal, los volteos a la izquierda podrían ser tratados usando el factor de ajuste para procedimientos de volteo a la derecha. Si no hubiera además conflicto con movimientos peatonales, un ajuste de volteo a la izquierda protegido debería ser considerado.

Básicamente, este factor considera que estos movimientos no pueden ser hechos con la misma tasa de saturación que los movimientos de paso de frente. Ellos consumen más del tiempo que tienen disponible y consecuentemente más de la capacidad disponible del grupo de vías.

Los factores de ajuste de volteo en las tablas 2.13 y 2.14 reflejan 7 diferentes condiciones bajo las cuales los volteos pueden ser hechos:

Caso 1: Vía exclusiva con fase protegida.

Caso 2: Vía exclusiva con fase permitida.

Caso 3: Vía exclusiva con fase protegida más permitida.

Caso 4: Vía compartida con fase protegida.

Caso 5: Vía compartida con fase permitida.

Caso 6: Vía compartida con fase compartida más permitida.

Caso 7: Aproximación con vía simple (solo factor de volteo a la derecha).

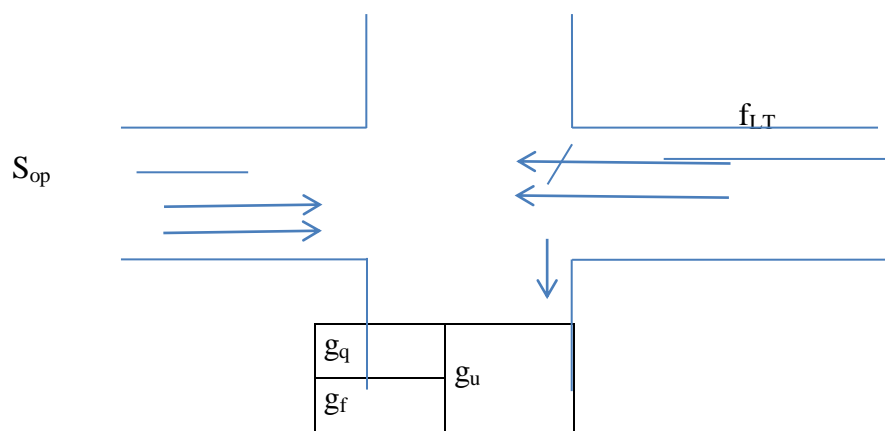
A-8.1 Procedimiento especial: Factor de ajuste del volteo a la izquierda para Fase permitida.

Cuando existen volteos a la izquierda permitidos desde vías permitidas, su impacto sobre la operación de la intersección es bastante complicado, el procedimiento señalado a continuación es explicado para los casos 2, 3 y 5.

Caso Básico: Volteos a la izquierda permitidos: el caso básico por el cual este modelo fue desarrollado es uno en el cual hay volteos a la izquierda permitidos simples, desde vías exclusivas o compartidas. Consideramos la figura 2.13, la cual muestra un volteo a la izquierda permitido hecho desde un grupo de vías

compartidas. Mientras la fila opuesta despeja, los volteos a la izquierda son efectivamente bloqueados, la porción bloqueada de efectivo verde por la limpieza de una fila opuesta de vehículos es designada por g_q , durante este tiempo la vía compartida desde la cual los volteos a la izquierda. Hasta que el primer vehículo que voltea a la izquierda arriba, la vía compartida no es afectada por los volteos a la izquierda. La porción de efectivo verde hasta el arribo del primer vehículo que voltea la izquierda es designada por g_f cuando la fila opuesta de vehículos despeja, los vehículos que voltean a la izquierda se filtrarán a través del flujo opuesto no saturado. La porción de efectivo de verde durante la cual los volteos a la izquierda se filtran a través del flujo opuesto es designada por G_u .

Figura 2.13
Porciones de la fase verde



Fuente: W. Mc Share y R.P. Roess Traffic Engineering. 1990

Estas posiciones de la fase efectiva de verde para volteos a la izquierda permitidos, crean tres distintos períodos para los cuales el impacto de volteo a la izquierda sobre vías compartidas o exclusivas debe ser considerado:

- ❖ g_f : Hasta el arribo del primer vehículo que voltea que voltea a la izquierda, la vía compartida no es afectada por los volteos a la izquierda. Durante este período de tiempo el factor de ajuste de volteo a la izquierda es lógicamente 1.0 por que los volteos a la izquierda exclusiva permitidas, porque se asume que una fila de autos que voltea a la izquierda está presente en el comienzo de la fase.
- ❖ $g_q - g_f$: Si el primer vehículo arriba antes de que la fila opuesta despeje, este esperará hasta que la vía opuesta despeje, bloqueando la vía compartida y entonces buscará un espacio en el flujo opuesto no saturado para seguir. Durante este período de tiempo no hay un movimiento efectivo en la vía compartida y el factor de ajuste a la izquierda ($F_{L,T}$) aplicado a la vía compartida es lógicamente 0.0.

Cuando el primer vehículo que voltea a la izquierda arriba después de que la fila opuesta a despejado, este período de tiempo no existe, esto es, $g_q - g_f$, tendrá un valor mínimo práctico de cero. El valor de g_q tiene un rango práctico entre 0.0 y g .

- ❖ g_u = Después que la fila opuesta a despejado, los vehículos que voltean a la izquierda seleccionan espacios para pasar en un flujo opuesto saturado. Esto ocurre en una tasa reducida por la interferencia de vehículos opuestos y esta espera tiene efectos sobre los vehículos en la vía compartida desde la cual los volteos a la izquierda son hechos durante este período, la fig.3.1 asigna el equivalente de vehículos que pasan por cada vehículo que volteo a la izquierda. De esto, un factor de ajuste puede ser calculado para este período:

$$1/[1.0 + PL (E_{LI} - 1)] \quad (12) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

PL es la proporción de vehículos que voltean a la izquierda en la Vía Compartida.

Para vías de volteo a la izquierda exclusiva – Permitidas, PL = 1.0.

**TABLA 2.05 Equivalente de vehículos que pasan E_{LI}
Para Volteos a la Izquierda Permitidos.**

Tipo de Vía de volteo a la izquierda	Flujo Opuesto Efectivo, $vo = vo/fluo$						
	1	200	400	600	800	1000	1200
Compartida	1.4	1.7	2.1	2.5	3.1	3.7	4.5
Exclusiva	1.3	1.6	1.9	2.3	2.8	3.3	4.0

FUENTE: Transportation Research Board/HCM
Update 1997

- * Usar la fórmula para valores de flujo opuesto mayores de 1,200; Vo debe ser mayor que cero.

$$E_{LI} = S_{TH}/S_{LT} \text{ (exclusiva)}$$

$$E_{LI} = S_{TH}/S_{LT} - 1 \text{ (exclusiva)}$$

$$S_{LT} = [V'o \exp (-V'ot_c/3,600)] / [(1 - \exp (-V'ot_c/3,600))]$$

Dónde:

E_{LI} = Equivalente de autos que pasan para volteos a la izquierda permitidos.

S_{TH} = Flujo de saturación del tráfico que pasa, $vphvpv = 1,900$.

S_{LT} = Flujo de saturación que se filtra para volteos a la izquierda permitidos.

T_c = Espacio crítico en seg. = 4.5 seg.

T_f = Tiempo de saturación hacia adelante, seg. = 2.5 (exclusiva),
4.5 (compartida).

A-8.2 Modelo Básico para Aproximaciones Multivía y Vías de Volteo a la Izquierda exclusiva – permitidas.

Basándose en esta concepción de operaciones de volteo a las izquierdas permitidas, el factor de ajuste de volteo a la izquierda, para la vía desde la cual los volteos a la izquierda son efectuados puede ser establecidos como:

$$f_m = (g_f/g) (1.0) + [(g_q - g_f)/g] (0.0) + (g_u/g)[1/1 + P_L(E_{L1}-1)] \quad (13) \quad \text{Ref. [16]}$$

$$f_m = (g_f/g) + (g_u/g) [1/1 + P_L(E_{L1}-1)] \quad (13a)$$

Nótese que no hay un término en esta formulación que considere los volteos repentinos, esto es, vehículos que completan volteos a la izquierda durante la porción efectiva de rojo del intercambio de cambio y limpieza.

Esto es porque las mediciones de la tasa de flujo de saturación los vehículos son contados cuando ellos entran en la intersección, no cuando ellos salen de esta. Sin embargo en la práctica hay un número mínimo de volteo a la izquierda que podría ser hecho sobre la fase, definiéndose esto como volteos repentinos.

Para considerar esto, en la práctica un valor mínimo debe ser impuesto sobre f_m .

Un volteo repentino por ciclo puede ser asumido por ciclo como un mínimo. La probabilidad que un segundo volteo esté en posición en el final de la fase verde sería igual a la proporción de volteos a la izquierda en la vía compartida, P_L . El número estimado de volteos repentinos por ciclo podría ser calculado como $(1 + P_L)$. Asumiendo un tiempo promedio de dos segundos por vehículo en una vía exclusiva sobre una fase protegida, el valor práctico mínimo de f_m , puede ser estimado como $2(1 + P_L)/g$.

Podría asumirse simplemente que el factor para la vía compartida es f_m , y que el factor para los otros grupos de vías es de 1.0, esto asume sin embargo que los volteos a la izquierda afectan solo a la vía desde la cual ellos son hechos. Esta es una suposición incorrecta por que los vehículos maniobran desde una vía a la otra alrededor de la congestión de los volteos a la izquierda.

Estudios de regresión sugieren que la siguiente relación es más realista:

$$F_{LT} = [f_m + 0.91 (N - 1)]/N \quad (14) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

f_{LT} = Factor de ajuste de volteo a la izquierda, aplicado para el total del grupo de vías desde donde los volteos a la izquierda son hechos.

F_m = Factor de ajuste de volteo a la izquierda aplicado solo a la vía desde la cual los volteos a la izquierda son hecho.

Cuando una simple (o doble) vía de volteo a la izquierda exclusiva – permitida está involucrada $f_{LT} = f_m$.

Para implementar este modelo es necesario estimar la sub porción de la fase efectiva de verde, g_f , g_q y g_u . Relaciones de regresión se han desarrollado para permitir esto:

1. Cálculo de g_f :

$$g_f = G_{exp} (-0.882 LTC^{0.717}) - t_L(15) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

G = Actual tiempo de verde fase permitida, seg.

LTC = Volteos a la izquierda por ciclo, vpc, calculado como $V_{LT} C/3600$

V_{LT} = Tasa de flujo ajustado de volteo a la izquierda, vph.

C = Duración del ciclo, seg.

t_L = Tiempo perdido del grupo de vías objeto, seg.

2. Cálculo de g_q :

$$\text{Dónde: } \frac{V_{olc}}{0.5 - [V_{olc} (1-q_{ro})/g_o]} \quad g_q - t_L \quad (16) \quad \text{Ref. [16]}$$

V_{olc} = Tasa de flujo opuesta ajustada por vía, por ciclo, calculado como $V_o C / (3600 N_o f_{LUo})$, vpv.
 $0.0 \leq g_q \leq g$

V_o = Tasa de flujo opuesta ajustada, vph.

f_{LUo} = Factor de ajuste de utilización de la vía para el flujo opuesto.

N_o = Número de vías opuesto.

Q_{ro} = Razón de la vía opuesta que es la proporción de flujo opuesto originando en la vía opuesto, calculado como $1 - r_{po}(g_o/C)$, $g_{ro} > 0$.

R_{po} = Razón de grupo para flujo opuesto obtenido de la tabla 2 sobre la base del tipo de arribo opuesto.

G_o = Tiempo efectivo de verde para el flujo opuesto, seg.

t_L = Tiempo perdido para el grupo de vías opuesto.

3. Cálculo g_u :

$$g_u = g - g_q \quad \text{cuando } g_q \geq g_f$$

$$g_u = g - g_f \quad \text{cuando } g_q < g_f$$

Dónde:

g = Tiempo de verde efectivo el volteo a la izquierda objeto en seg.

NOTA: Cuando $g_q < g_f$ esto es, cuando el primer vehículo que voltea a la izquierda no ha arribado hasta que después la fila opuesta ha despejado, un factor de ajuste efectivo de 1.0 es aplicado durante todo g_f y un factor basado sobre E_{Lf} posteriormente.

4. Seleccionar el valor apropiado de E_{Lf} , desde la figura 7 sobre la base de la tasa de flujo opuesto, V_o , y el factor de ajuste de utilización de la vía del flujo opuesto f_{LUo} . Para propósitos de determinar el valor de V_o , los volteos a la derecha e izquierda desde vías exclusivas no se incluirán en V_o .

5. Cálculo de P_L (Proporción de volteos a la izquierda en la vía compartida)

$$P_L = P_{LT} [1 + ((N-1)g / (g_f + (g_u/E_{Lf}) + 4.24))] \quad (17) \quad \text{Ref. [16]}$$

P_{LT} = Proporción de volteo a la izquierda en el grupo de vías.

N = Número de vías o carriles en el grupo de vías.

NOTA: Cuando una vía de volteo a la izquierda exclusiva – permitida está involucrada $P_L = P_{LT} = 1.0$.

6. Cálculo de f_m , usando la ecuación 13.

7. Cálculo de f_{LT} , usando la ecuación 14.

A-8.3 Modelo Básico para Aproximaciones de la Vía Simple Opuestas a Aproximaciones de Vía Simple.

El caso de aproximaciones de simple vía opuesta a otra aproximación de vía simple tiene un número de características únicas que son reflejadas en este modelo. El más crítico de estos es el efecto de volteos a la izquierda opuestos.

Un vehículo opuesto volteando a la izquierda crea un espacio a través del flujo opuesto cuando el volteo a la izquierda puede ser efectuado. Esto puede ocurrir cuando la fila opuesta ha despejado durante la porción no saturada de la fase verde.

Así pues, asumir el modelo Multivía que no hay flujo durante el período $g_q - g_f$ donde ($g_q > g_f$) no es aplicable a una aproximación de vía opuesta, sobre la cual hay un flujo sobre este periodo una reducida tasa, reflejando el efecto de bloque de los vehículos que voltean a la izquierda cuando ellos aguardan un volteo a la izquierda opuesto.

Vehículos volteando a la izquierda durante el período $g_q - g_f$, son designados como “equivalentes de vehículos que pasan” como el valor, E_{L2} basado sobre un simple análisis de filas, el cual puede ser reconvertido a un factor de ajuste para aplicación durante período de verde.

Como los vehículos no tienen la flexibilidad para seleccionar vías en una aproximación de vía simple, relaciones de regresión para predecir g_f y g_q son diferentes a los casos de multivías.

Por tanto, para las aproximaciones de una vía simple, $f_{LT} = f_m$ y $P_L = P_{LT}$. Como en un caso multivía, el modelo de la vía simple opuesto no tiene un término para considerar los volteos repentinos, pero tiene un valor práctico mínimo de $f_{LT} = 2(1 + P_{LT})/g$.

El modelo básico para aproximaciones de vía simple opuesta es el siguiente:

$$f_{LT} = f_m = (g_f/g)(1.0) + (g_{diff}/g) [1/(1 + P_{LT}(E_{L2} - 1))] + (g_u/g) [1/(1 + P_{LT}(E_{L1}))] \quad (18)$$

$$f_{LT} = f_m = (g_f/g) + (g_{diff}/g) [1/(1 + P_{LT}(E_{L2} - 1))] + (g_u/g) [1/(1 + P_{LT}(E_{L1}))] \quad (18a) \text{ Ref. [16]}$$

Dónde:

$g_{diff} = \text{Max}(g_g - g_f, 0)$. Nótese que cuando no hay volteos a la izquierda presentes, el valor de g_{diff} deberá ser 0.0

Para implementar este modelo es necesario estimar las sub-porciones de la fase efectiva de verde, g_f , g_q y g_u , como sigue:

1. Cálculo de g_f :

$$g_f = G \exp(-0.860LTC^{0.629}) - t_L, 0 \quad 0 \leq g_f \leq g \quad (19) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

G = Tiempo actual de verde para la fase permitida, seg.

LTC = Volteos a la izquierda por ciclo, VCP, calculando como $V_{LT}C/3000$.

V_{LT} = Tasa de flujo ajustado a la izquierda, vph.

C = Duración del ciclo en seg.

t_L = Tiempo perdido para el grupo de vías objeto, seg.

2. Cálculo de g_q :

$$g_q = 4.943 V_{olc}^{0.762} q_{ro}^{1.061} - t_L, \quad 0.0 \leq g_q \leq g \quad (20) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

V_{olc} = Tasa de flujo ajustada opuesta por vía, por ciclo, calculada como $VoC/3600 f_{LU}$ vpvpc.

Vo = Tasa de flujo ajustada opuesta vph.

f_{LUO} = Factor de ajuste de utilización de la vía, para el flujo opuesto.

q_{ro} = Razón de vía opuesta, que es, la proporción de la tasa de flujo opuesta calculada como $1-R_{po}(g_o/C)$, $q_{ro} > 0$.

P_{po} = Razón de grupo para el flujo opuesto, obtenido de la tabla 2 sobre la base del tipo de arribo opuesto.

G_o = Tiempo efectivo de verde para el flujo opuesto

T_L = Tiempo perdido para el grupo de vías opuestas.

3. Cálculo de g_u :

$$g_u = g - g_q \quad \text{cuando } g_q \geq g_f \quad \text{Ref. [16]}$$

$$g_u = g - g_f \quad \text{cuando } g_q < g_f$$

Dónde:

g = Es el tiempo efectivo de verde para el volteo a la izquierda permitido, seg

NOTA: Cuando $g_q < g_f$, esto es, cuando el primer vehículo que voltea a la izquierda no arriba hasta después que la fila opuesta ha despejado, un factor de ajuste efectivo de 1.0 es aplicado completamente g_f y un factor basado en E_{L1} posteriormente.

4. Seleccionar el valor apropiado de E_{L1} desde la figura 7, sobre la base de la tasa de flujo opuesta, Vo y una factor de ajuste de utilización de la vía del flujo opuesto, f_{LUo} .

5. Cálculo de E_{L2} :

$$E_{L2} = (P_{THo}^n) / P_{LT0}, \quad E_{L2} \geq 1.0 \quad (21)$$

Dónde:

P_{LT0} = Proporción de volteo a la izquierda en la aproximación opuesta de vía simple.

P_{THo} = Proporción de vehículos que cruzan de frente y voltean a la derecha en la aproximación opuesta de vía simple calculada como $1 - P_{LTc}$.

n = Máximo número de vehículos opuestos que podrían arribar durante $g_f - g_r$, calculando como $(g_q - g_f)/2$. Nótese que está sujeto a un mínimo valor de cero.

6. Cálculo de f_{LT} usando la ecuación 18.

A-8.4 Casos especiales para volteos a la izquierda permitidos.

Dos casos especiales para volteos a la izquierda permitidos pueden ser señalados:

Una aproximación de vía simple opuesta a una aproximación multivía y viceversa. Cuando la vía objeto en este caso es una aproximación de la vía simple, esta es opuesta a una a una multivía con flujo opuesto. Entonces si la aproximación opuesta tiene una vía simple de paso y una vía exclusiva de volteo a la izquierda, los volteos a la izquierda opuesta no encontrarán espacios en flujo opuesto.

Así pues, la estructura especial del modelo de una vía simple no es aplicable. El modelo multivía es aplicable, excepto que $F_{lt} = f_m$ el de g_f puede ser calculado usando la ecuación de la vía simple, $g_f = G_{exp} (-0.860LTC^{0.629}) - t_L$.

Cuando la aproximación multivía es considerada, lo contrario también es cierto.

El flujo opuesto está en una vía simple y los volteos a la izquierda opuestos pueden conservadoramente encontrar espacios para los volteos. El modelo de vía simple puede ser aplicado con algunas modificaciones:

- g_f puede ser calculado usando la ecuación de multivía:

$$G_f = G_{exp} (-0.882LTC^{0.717}) - t_L \quad \text{Ref. [15]}$$

P_L , debe ser estimado y sustituido por P_{LT} en el modelo de vía simple. P_L puede ser estimado desde P_{LT} usando la ecuación de multivía.

$$P_L = P_{LT} [1 + ((N-1)g / (g_f + (g_u/E_{LI}) + 4.24))] \quad (17)$$

f_{LT} no es igual que f_m . Así pues, la conversión debe ser hecha usando la ecuación de multivía, excepto cuando la aproximación objeto es una doble vía de volteo a la izquierda.

$$f_{LT} = [f_m + 0.91(N-1)] / N \quad \text{Ref. [16]}$$

Los cuadros pueden ser usados para asistir en la implementación de los modelos especiales para movimientos de volteo a la izquierda permitidos, éstos son presentados en la sección de procedimientos más adelante, estos cuadros no consideran las modificaciones de vía simple opuesta a aproximaciones multivía y viceversa.

2.4.4. MÓDULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD.

En el módulo de análisis de capacidad, los resultados de cálculos de módulos previos son manipulados para calcular las variables de capacidad incluyendo:

1. Razón de flujo para cada grupo de vías.
2. La capacidad para cada grupo de vías.
3. La relación volumen – capacidad para cada grupo de vías.
4. La relación volumen capacidad crítica para toda la intersección.

La razón de flujo es calculada por la división de flujo de demanda ajustada V , calculado en el módulo de ajuste de volumen, entre la tasa de flujo de saturación, s_1 , calculado, en el módulo de la tasa de flujo de saturación.

La capacidad de cada grupo de vías es calculada con la ecuación 3:

$$i = s_i (g_i/C)$$

Si el tiempo de la señal no es conocido, un plan de tiempos tendrá que ser estimado o estimados para hacer estos cálculos.

La razón v/c para cada grupo de vías es calculada directamente de la división del flujo ajustado y la capacidad calculada anteriormente (c_i) en la ecuación 4:

$$X_i = v_i/c_i$$

El parámetro de capacidad final de interés, es la razón crítica v/c , X_{ci} para la intersección. Esta es calculada con la ecuación 5 como se muestra:

$$X_c = \sum (v/c)_{ci} C/(C-L)$$

La razón indica la proporción de la capacidad disponible que puede ser utilizada por los vehículos en el grupo de vías crítico.

Si esta razón excede 1.0, uno o más grupos de vías críticas serán sobre saturadas. Una razón por encima de 1.0, es un indicativo que el diseño de la intersección, duración del ciclo o el plan de fases es inadecuado, o las tres son inadecuadas para la demanda dada.

Una razón menor que 1.0 indica que el diseño, duración del ciclo y el plan de fases es adecuado para manejar todos los flujos críticos teniendo una capacidad que excede a la demanda, asumiendo que los tiempos de verde están proporcionalmente asignados. Cuando la división de fases no es proporcional a la razón v/c , algunas demandas de movimiento pueden exceder igualando la capacidad de movimientos donde la razón crítica v/c es menor que 1.0.

El cálculo de la razón crítica v/c , X_c , requiere que los grupos de vías críticos sean identificados. Durante cada fase de señales, uno o más grupos de vías estarán en verde. Un grupo de vías tendrá la mayor intensidad de demanda y será el que determine la cantidad de tiempo de verde necesario.

Este grupo de vías podrá ser el grupo de vías crítico para la fase en cuestión. El grupo de vías crítico para cada fase de señal en efecto controlará el requerimiento de tiempo de la señal o dará el tiempo de señal, el grupo de vías crítico será el más restringido de estos.

La medición normalizada de la intensidad de la demanda sobre cualquier grupo de vías está dado por la relación v/c para el grupo de vías.

Cuando no hay traslape de fases en el diseño de la señal, tal como en una señal de dos fases simples, la determinación de dos grupos de vías críticos estará dada; en cada fase separada el grupo de vías con la relación v/s más alta será la crítica.

Así pues cuando las fases no se traslapan:

1. Hay un grupo de vías crítico para cada fase de señal.
2. En cada fase el grupo de vías crítico es el que tiene la más alta relación v/c entre los grupos de vías crítico es que tiene la más alta relación.
3. Las razones v/c de los grupos de vías críticos serán sumadas para usarlos en el cálculo de X_c .

Las fases traslapadas son más difíciles de analizar, por que varios grupos de vías pueden estar moviéndose en varias fases de señal y algunos movimientos de volteo a la izquierda pueden operar sobre una fase protegida y permitida basada en varias porciones del ciclo. En tales casos es necesario encontrar la ruta crítica a través del ciclo de la señal, la ruta que tenga la más alta suma de relaciones v/s es la ruta crítica.

Cuando las fases se traslapan, la ruta crítica se conformará por las siguientes reglas:

1. Los tiempos perdidos se excluirán, un grupo de vías crítico deberá estar moviéndose durante todo el tiempo del ciclo de señal.
2. En ningún momento en el ciclo de la señal, puede haber más de un grupo de vías crítico en movimiento.
3. La ruta crítica tendrá la suma más alta de relaciones v/s

En algunas situaciones de fases complejas, puede ser que no sea posible identificar los movimientos protegidos y permitidos en vías compartidas bajo volteos a la izquierda, caso (6). En tales casos, el usuario podría necesitar signar volúmenes de la manera más lógica posible o simplemente omitir la determinación de v/c crítica del análisis.

2.4.5. MÓDULO DE NIVEL DE SERVICIO

En el módulo de nivel de servicio, el control promedio de demora por vehículo es estimado para grupo de vías, y el promedio para todas las aproximaciones y para la intersección como un todo. El nivel de servicio está directamente relacionado al valor de control de demora, como se muestra en la tabla 1. Ref. [16].

Los valores derivados desde las fórmulas representan el control promedio de demora experimentado para todos los vehículos que arriban en el período de análisis, incluyendo la demora ocurrida más allá del período de análisis cuando el grupo de vías esta sobre saturado.

El control promedio de demora por vehículo para un grupo de vías dado es:

$$d = d_1 PF + d_2 + d_3 \quad (22) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

d_1 = Componente del control uniforme de demora asumiendo arribos uniformes, seg/veh.

PF = Factor de ajuste de progresión uniforme demora que considera los efectos de la progresión de la señal sobre la demora.

d_2 = Componente incremental de demora para considerar el efecto aleatorio y sobre saturación de filas, ajustado para la duración del período de análisis y el tipo de control de señal; este componente de demora asume que no hay una demanda residual para el grupo de vías en el comienzo del período de análisis, seg/veh.

d_3 = Demora por demanda residual para considerar la sobre saturación de filas que pueden tener existencia antes del período de análisis, seg/veh, este componente es detallado más adelante.

A) Demora Uniforme d_1 :

La ecuación 23, da una estimación de la demora asumiendo arribos perfectamente uniformes y flujo estable. Está basada en el primer término de la formulación de la demora de EBSTER'S y es ampliamente aceptado como un procedimiento de cálculo de la demora para casos idealizados de arribos uniformes.

Nótese que los valores de X más allá de 1.0 no son usados en el cálculo de d_1 .

$$\frac{0.50C (1-g/C)^2}{1- \text{Min}(1,X)g/C} \quad (23) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

C = Duración del ciclo en seg. (Duración del ciclo en señales pre establecido, o promedio de duración de ciclo en controles auto ajuste)

g = Tiempo efectivo de verde para el grupo de vías, seg.

X = Razón v/c o grado de saturación para el grupo de vías.

Factor de ajuste de progresión PF, una buena progresión de señal resultará en una alta proporción de vehículos arribando en verde.

Una mala progresión de señal tendrá un bajo porcentaje de vehículos arribando en verde, el factor de ajuste de progresión, PF, es aplicable a todos los grupos de vías coordinadas incluyendo controles pre ajustado y grupos de vías en sistemas de control semi automáticos. En circunstancias donde controles coordinados son explícitamente provistos para grupos de vías con controles auto ajustables, PF puede también ser aplicado a estos grupos de vías. La progresión afecta primariamente a la demora uniforme, y por esta razón el ajuste sólo es aplicado a d_1 . El valor de PF puede ser determinado por:

$$PF = \frac{(1-P) f_p}{1- g/C} \quad (24) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

P = Proporción de vehículos que arriban en verde.

g/C = Proporción de tiempo de verde disponible.

f_p = Factor suplemental de ajuste para cuando el grupo arriba durante el verde.

Los valores de Defecto para f_p son 0.93 para arribos tipo 2; 1.15 para arribos tipo 4; y 1.0 para todos los otros arribos.

El valor de P puede ser medio en el campo o estimado desde el tipo de arribo. Si la medición es hecha en campo, P puede ser determinado como la proporción de vehículos en el ciclo que arriban a la línea de parada o fila junta (estacionaria o en movimiento) mientras la fase verde es mostrada. PF puede ser calculado desde los valores medidos de P ó usando los valores de Defecto de f_p . Alternativamente la Tabla 2.06 puede ser usada para determinar PF como una función del tipo de arribo basados sobre los valores de Defecto de P (R_p g/C) Y f_p asociado con cada tipo de arribo. Si PF es estimado con la ecuación 24, este valor calculado puede exceder de 1.0, para arribos tipo 4 con valores extremadamente bajos de g/C. Como una manera práctica, PF puede ser asignado a un valor máximo de 1.0 para arribos tipo 4. Esto también deberá ser tomado en consideración en la tabla 2.06.

TABLA 2.06. FACTOR DE AJUSTE DE PROGRESIÓN (PF)
 $PF = (1-P)f_p/(1-g/C)$

RAZÓN DE VERDE (g/C)	TIPO DE ARRIBO (TA)					
	TA-1	TA-2	TA-3	TA-4	TA-5	TA-6
0.20	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.75
0.30	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.40	1.445	1.136	1.000	0.895	0.555	0.333
0.50	1.667	1.24	1.000	0.767	0.333	0.000
0.60	2.001	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.70	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
Defecto, f_p	1.00	0.93	1.00	1.15	1.00	1.00
Defecto, R_p	0.333	0.667	1.000	1.333	1.667	2.000

FUENTE: Transportation Research Board/HCM Update 2000
 NOTA: 1.- Tabulación basada en valores de Defecto de f_p y R_p
 2.- P = R_p g/C (no debe exceder de 1.0)

La aplicación del factor de ajuste de progresión requiere detallado conocimiento de distancias, velocidad de viaje y señalización de intersecciones. Cuando la demora involucra futuras situaciones, la coordinación debe ser estimada, es viable asumir arribos tipo 4 como una condición base para grupos de vías coordinadas (excepto volteos a la izquierda), en tales casos P puede ser estimado usando los valores por defecto de R_p de la tabla 2.02 y la ecuación (7) como $R_p g_i/C$.

Arribos tipo 3 pueden ser asumidos para todos los grupos de vías no coordinadas. Los movimientos hechos desde vías exclusivas de volteo a la izquierda sobre fases protegidas no son usualmente provistos con una buena progresión. Así pues, arribos tipo 3 son usualmente asumidos para volteos a la izquierda sobre fases protegidas no son usualmente asumidos para volteos a la izquierda coordinados. Cuando el tipo de arribo actual es conocido este debe ser usado. Cuando los volteos a la izquierda coordinados son parte de una fase protegida permitida, sólo el tiempo efectivo de verde debe ser usado para determinar PF, si la fase protegida es normalmente la fase asociada con la coordinación del grupo. Cuando el grupo de vías contiene movimientos que tiene diferentes niveles de coordinación un promedio ponderado de flujo P podría ser usado en la determinación de PF.

B) Demora Incremental d_2 :

La ecuación 25 estima el incremento de demora debido a arribos no uniformes y fallas temporales de ciclo (demoras aleatorias) así como las causadas por sustanciales períodos de sobre saturación (demora por sobre-saturación). Esto es sensible al grado de saturación del grupo de vías (x), la duración del período de análisis (T), la capacidad del grupo de vías (c) y el tipo de control de señal reflejado por el

parámetro de control (K). La fórmula asume que no hay demanda no servida causada por filas residuales en el comienzo del período de análisis (T). Si esto no es el caso se podrá consultar el apéndice final para el procedimiento que considera el efecto de una fila inicial sobre la demora.

Finalmente, el término de incremento de demora es válido para todos los valores de X, incluyendo sobre-saturaciones altas en los grupos de vías. La expresión para d_2 es:

$$d_2 = 900T[(X - 1) + \sqrt{(X-1)^2 + \frac{8 KIX}{cT}}] \quad (25) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

T = Duración del período de análisis, horas.

K = Factor de demora incremental que es dependiente del ajuste del controlador.

I = Factor de ajuste de filtrado/medición aguas arriba.

c = Capacidad del grupo de vías, vph.

X = Relación de v/c del grupo de vías o grado de saturación.

B-1. Término de calibración de incremento de demora (K)

El término de calibración (K) está incluido en la ecuación (25), para incorporar el efecto del tipo de control sobre la demora.

Para señales pre-temporalizadas, un valor de $K = 0.50$ es usado en el cálculo. Este valor está basado sobre un proceso de filas basado sobre un proceso de filas con arribos aleatorios y tiempo de servicio uniforme equivalente a la capacidad del grupo de vías, controles auto – ajustables, por otro lado tienen la capacidad de manejar el tiempo de verde para el arribo.

B-2. Factor de ajuste de filtrado/medición aguas arriba, I

El factor de ajuste I, incorpora los efectos de medición de arribos desde aguas arriba de la señal, para un análisis de señal aislada, un valor de 1.0 debe ser usado.

C) Demora Por Demanda Residual d_3 .

Cuando una demanda residual desde un período de tiempo previo causa una fila residual que ocurre en el comienzo del período de análisis (T), una demora adicional es experimentada por los vehículos que arriban en el período, debido a que las filas residuales deberán primero despejar la intersección. Un procedimiento para determinar esta demora suplemental es descrito en detalle en el apéndice final. Si este no es el caso, un valor d_3 de cero debe ser usado.

D) Demora Estimada Total d_A .

El procedimiento para la estimación de la demora determinada el control promedio de demora por vehículo para cada grupo de vía. Esto también puede ser determinado para el promedio de demora de una aproximación de la intersección y para toda la intersección. En general, esto es hecho para calcular promedios ponderados, donde las demoras del grupo de vías son ponderadas para los flujos ajustados en los grupos de vías.

Así pues, la demora para una aproximación es calculada como:

$$d_A = \sum_{v_i} d_i v_i \quad (26) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

d_A = Demora para la aproximación A, seg/veh.

d_i = Demora para el flujo de vías i (sobre la aproximación A) seg/veh

V_i = Flujo ajustado para el grupo de vías, vph.

El control de demora de la aproximación puede entonces ser adicionalmente promediado para determinar la demora promedio de la intersección.

$$d_i = \sum \frac{d_{AV_A}}{V_A} \quad (27) \quad \text{Ref. [16]}$$

Dónde:

d_i = Demora promedio por vehículo para la intersección, seg/veh.

V_A = Flujo ajustado para la aproximación A, vph.

E) Determinación Del Nivel De Servicio.

El nivel de servicio está directamente relacionado con el control promedio de demora por vehículo. Una vez que la demora ha sido estimada para grupo de vía o totalizada para cada aproximación y la intersección total, la Tabla 2.01: *Criterio de Nivel de Servicio para Intersecciones Semaforizadas* (indicada en la Pág. 24), es consultado, y el apropiado nivel de servicio es determinado para cada componente.

TABLA 2.01*.
CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO PARA INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS.

NIVEL DE SERVICIO	CONTROL DE DEMORA POR VEHÍCULO (SEG)
A	≤ 10
B	$> 10 \text{ y } \leq 20$
C	$> 20 \text{ y } \leq 35$
D	$> 35 \text{ y } \leq 55$
E	$> 55 \text{ y } \leq 80$
F	> 80

FUENTE: Transportation Research Board/HCM Update 2000

(*) Esta Tabla 2.01 ya fue indicada en la Página 24.

CAPITULO III

3.0. DESARROLLO DEL TRABAJO DE LA TESIS

3.1. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS OPERACIONAL

A efectos de probar la aplicación de esta Herramienta en la ciudad de Ayacucho, se ha considerado efectuar un Análisis de la Intersección de dos Vías principales, las cuales se encuentran ubicadas en la intersección entre la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad.

Se debe mencionar que se han efectuado algunas modificaciones en el Análisis Operacional, específicamente sobre algunos factores de ajuste para que los mismos se adecuen a nuestra realidad, así como se han efectuado estudios de velocidad peatonal, tiempos perdidos, tiempos de servicio para el transporte público y se han efectuado la determinación o cálculo de algunos valores que corresponden a las características de nuestra realidad de transporte, estas modificaciones y cálculos serán explicado en detalle más adelante.

Para el desarrollo de la presente Tesis, se va a utilizar el NIVEL MICROSCÓPICO; utilizaremos éste nivel por que se ha visto por conveniente que para determinar el nivel de congestión de una intersección semaforizada, se tiene que realizar un análisis a este nivel para poder dar una posible solución que nos permita reducir el congestión en este tipo de intersecciones. De acuerdo a lo desarrollado líneas anteriores, vamos a utilizar el Modelo de la General Motors²⁷, que a mi parecer es el que más se adecúa a la zona de estudio.

3.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA INTERSECCIÓN A ESTUDIAR

La intersección a estudiar se encuentra ubicada en la ciudad de Ayacucho. La Avenida Mariscal Cáceres, tiene el sentido Este-Oeste y viceversa, es una vía de doble sentido y tiene una longitud aproximada de unos 2 kilómetros, desde el cruce de la Av. Faucett (al Este de Ayacucho), hasta el cruce con la Carretera Nacional de la Vía Los Libertadores (al Oeste de la ciudad); las cinco últimas cuadras tiene una pendiente mayor de lo normal (por encima del 8% hasta un 14%).

En éste tramo de la Av. Mariscal Cáceres, se ha considerado la “Zona de Estudio”, la misma que comprende cinco (05) cuadras de estudio (desde el Jr. Libertad hasta el Jr. Sol); encontrándose en éste tramo siete (07) intersecciones con la Av. Mariscal Cáceres, las cuales son: Jr. Libertad, Jr. Garcilazo, Jr. 9 de Diciembre, Jr. Asamblea, Pasaje Cáceres, Jr. 3 Máscaras y Jr. Sol (ver Anexo 02). Se ha seleccionado este tramo, debido a que solo en estos crucen existen semáforos. Cada cruce tiene su propia particularidad, como el caso del Jr. Asamblea que en el sentido Sur - Norte tiene sus dos (02) primeras cuadras como vía peatonal, y a partir del cruce con la Av. Mariscal Cáceres, es carrozable en un solo sentido (Sur-Norte).

²⁷ CLANDER R.; HERMAN E. y MONTROLL E. (1958). Traffic Dynamics: Studies in car Following. Operational Research. S.I. N° 2 . p.16.

Por otro lado, el Jr. Libertad también tiene un solo sentido (Norte-Sur), tiene una longitud aproximada de unos 1,500 metros, comienza en el Arco Colonial de la Zona Residencial del Barrio de Puca Cruz (Sur) y termina en el cruce con la Av. Los Pinos (Norte). Esta calle tiene un solo sentido en sus nueve (09) primeras cuadras y en el resto es de doble sentido; en el cruce con la Av. Mariscal Cáceres (cuadras 08 y 09) es de un solo sentido (Norte-Sur), siendo éste cruce vial el más crítico de la ciudad de Ayacucho en el sistema de tránsito.

El cruce en estudio está compuesto por la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad. Del reconocimiento en campo se ha podido observar una mayor congestión vehicular en éste cruce. Tal como se aprecia en la Tabla 1.01 (pág. 4), podemos advertir un detalle muy singular, que a la fecha de la realización de la presente Tesis, la totalidad de los vehículos que prestan el servicio urbano en la ciudad de Ayacucho (379 unidades), pasan “*obligatoriamente*” por ésta intersección en el sentido “Norte-Sur”, la cual desde ya, nos indica que éste cruce está constantemente congestionado. El Jr. Libertad es la calle más congestionada de todo el sistema de tránsito de Ayacucho, por la topografía de las otras vías adyacentes.

Se ha podido observar mucha interferencia por parte de los vehículos de transporte público específicamente las camionetas rurales o llamadas Combis y Cúster (57% respecto del transporte privado), las cuales paran en cualquier lugar de la intersección en ambos sentidos, así como también efectúan paradas largas en el Jr. Libertad antes y después de efectuar el cruce de la Av. Mariscal Cáceres. Estas paradas largas las efectúan para llenar de pasajeros las unidades, lo cual genera gran congestión.

También se presentan conflictos entre automóviles en los volteos centrales a la izquierda de la intersección, así mismo se ha podido apreciar conflictos e interferencias en el paso de los peatones y los vendedores ambulantes que estacionan sus carretillas y ubican sus canastas de venta en plena acera, obligando a los peatones a salir de ella, haciendo uso de la vía vehicular.

3.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA INTERSECCIÓN.

La Av. Mariscal Cáceres es una avenida de dos sentidos. En el sentido Este – Oeste(subida), la avenida cuenta con una vía o carril con un ancho de 3.25m y la aproximación a la intersección cuenta con un paradero de transporte público ubicado a 5 m, de la misma intersección el mismo que no cuenta con una bahía de estacionamiento. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con un carril más ancho de 3.30 m de ancho. En el sentido Oeste – Este (bajada), la avenida cuenta con una vía de 3.25 m., donde el carril para transporte público es la misma que para el transporte privado. (Ver foto 13).

El Jr. Libertad es una vía de un solo sentido. El sentido Norte – Sur, cuenta con dos vías o carriles de 3.00 m. cada uno, en este sentido la vía no tiene berma central. Esta vía tiene 9.20 m. de ancho con frente a la intersección. Cruzando la intersección la vía continúa con dos carriles de 3.00 m. cada uno. En este sentido Norte - Sur la el Jr. Libertad cuenta con dos vías efectivas de 3.0 m. de ancho, una vía es usada por el transporte público como paradero de espera, es decir es una vía cuyo flujo es prácticamente nulo. La separación de los carriles no tiene ninguna marca en el pavimento. (Ver foto 14).

Así mismo, se ha identificado que algunas vías como el Jr. Asamblea varían de sección vial, teniendo en sus dos primeras cuadras el sentido de circulación solo

peatonal y luego cambia a una vía carrozable de un solo sentido (Sur-Norte), produciendo cuellos de botella reduciendo la capacidad vial.

El Anexo 07 detalla algunas secciones viales existentes en las principales vías de la ciudad de Ayacucho. En ella podemos observar la disparidad de las calles de la ciudad, variando desde secciones muy angostas hasta algunas regulares; además se debe tener en cuenta la topografía del terreno en estos cruces, así como la presencia de gibas que perjudica totalmente el tránsito vehicular normal.

A) EN INTERSECCIONES

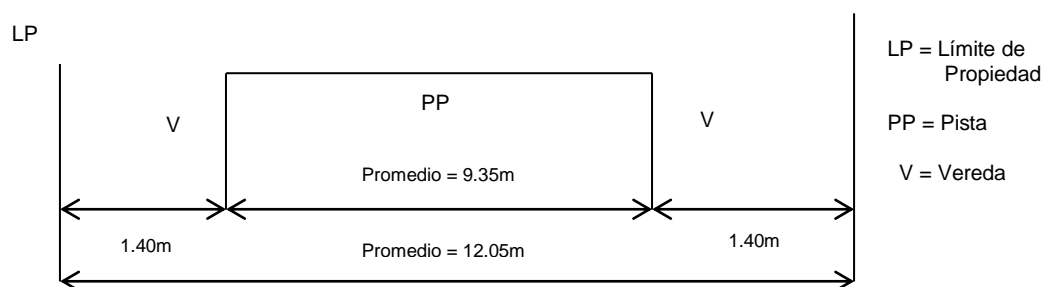
Las vías del centro de la ciudad presentan graves problemas en sus intersecciones debido a que las antiguas edificaciones en las esquinas no presentan ochavos y en consecuencia, los radios de giro resultan reducidos, no permitiendo a los vehículos realizar los giros adecuadamente, reduciendo sus parámetros de operación y generando congestiones, especialmente si se trata de vehículos mayores.

Dado el carácter histórico – monumental que ostenta el centro de Ayacucho, será definitivo, que a futuro, el damero se convierta en un área totalmente peatonal (permitiendo solo el acceso controlado a los vehículos de emergencia o de servicio).

Del Anexo 07, podemos deducir que los componentes básicos con que cuentan las vías del centro de la ciudad son veredas y calzada única para dos carriles, no teniendo áreas para estacionamiento, jardín, etc.

En el siguiente gráfico se muestra la sección promedio de la Av. Mariscal Cáceres que se mantiene variable desde el cruce con el Jr. Sol (12.83m); con el Jr. 3 Máscaras (12.22m); con el Jr. Asamblea (12.53m); con el Jr. 9 de Diciembre (11.22m); el más amplio con el Jr. Garcilazo (13.55m); hasta el tramo final y más angosto con el Jr. Libertad (9.96m).

Figura N° 3.01
Sección Vial Típica Promedio en el Tramo en Estudio
 (Av. Mariscal Cáceres entre los Jirones Libertad y Jr. Sol o Jr. Los Andes)



B) RED VIAL EXISTENTE

La red vial de avenidas existentes, las que estructuran y permiten la movilidad entre los distritos y el centro de la ciudad de Ayacucho son las siguientes:

- Av. Javier Pérez de Cuellar,
- Av. Independencia,
- Av. Mariscal Cáceres,
- Av. Carmen Alto,
- Av. 2 de Mayo,
- Av. El Ejército,

- Av. Venezuela,
- Av. Cuzco,
- Av. Arenales,
- Av. San Francisco,
- Av. José Carlos Mariátegui,
- Jr. Libertad,
- Jr. Asamblea,
- Jr. Garcilazo de la Vega,
- Jr. Tres Máscaras,
- Jr. 9 de Diciembre,
- Jr. Quinua.

3.2. PASOS EFECTUADOS PARA EL CAMBIO DE ELEMENTOS EN EL ANÁLISIS OPERACIONAL

Con la finalidad de Obtener un resultado que se ajuste a la realidad local del transporte, se han efectuado los siguientes pasos:

1. Determinación de la Tasa de Flujo de Saturación Actuante.
2. Determinación de la Tasa de Flujo de Saturación Ideal.
3. Determinación de tiempos perdidos en partida.
4. Determinación del Tiempo de Servicio de recojo y descarga de pasajeros de Transporte Público.
5. Determinación del factor de ajuste por Ancho de Vía (Modificación).
6. Determinación de la velocidad peatonal en la intersección.

3.2.1. DETERMINACIÓN DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN ACTUANTE.

De acuerdo con el Highway Capacity Manual 2000²⁸ [9], la Tasa de Flujo de Saturación ideal en intersecciones semaforizadas puede variar de 1800 a 2800 vphvpv; sin embargo, la base teórica señala que es necesario realizar estudios en la localidad donde se efectúa el análisis de manera de calibrar el valor de la tasa de flujo de saturación. Una vez obtenido este valor de los estudios de campo, el resultado puede ser usado como un parámetro básico para usarlo en la ecuación (21).

Se realizó el estudio en el cruce de la Av. Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad sobre 12 ciclos de señal tomando en cuenta los 10 primeros vehículos de donde se obtuvieron 120 registros válidos. El estudio se realizó considerando condiciones ideales, tanto en la geometría, y en lo referente a la interferencia de vehículos pesados o por volteos.

El análisis se realizó durante las horas punta que para nuestro caso se determinó de 7:30 a 8:30 de la mañana durante un día laborable normal. Las otras horas punta son de 12:30 p.m. a 1:30 p.m. y de 6:30 p.m. a 7:30 p.m. Las Hora Punta Peditonas se ha considerado entre las 8:00 a.m. a las 9:00 a.m.; la 1:00 p.m. a 2:00 p.m. y las 6:00 p.m. a 8:00 p.m., las cuales son ligeramente diferentes a las horas punta vehiculares, esto debido al tránsito peatonal de alumnos de escuelas, colegios y estudiantes de instituciones superiores cercanas a estas calles, y por ser de tránsito obligado ya que comunica directamente a la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga con la Plaza de Armas. Los tiempos tomados involucra a los 10 primeros vehículos. Los

²⁸ HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

cuadros en los cuales se registran los tiempos y vehículos tomados, señalan 6 ciclos por aproximación. Para realizar el presente estudio, se contrató 06 personas, los cuales fueron entrenados y capacitados para la correcta toma de datos, a pesar de ello, poco más de la mitad de los valores registrados fueron descartados por no presentar congruencia con los resultados esperados.

El procedimiento utilizado consistió en tomar los tiempos entre vehículos consecutivos respecto de un punto fijo de la vía. Como punto de referencia se asumió la línea de parada de cada aproximación a la intersección, los tiempos empezaron a correr a partir de cambio de señal a verde hasta que el vehículo número 10 cruza la línea de parada dentro de esta fase. El tiempo promedio de saturación se obtuvo del cociente de la sumatoria de los tiempos registrados y la sumatoria del número de registros, la tasa de flujo de saturación es finalmente es obtenida del cociente de 3600 y el tiempo promedio de saturación; donde 3600 representa el número de segundos disponibles en una hora para el cruce de vehículos.

Luego se obtuvo los siguientes resultados: Av. Mariscal Cáceres sentido Este – Oeste, la tasa de flujo de Saturación Actuante resultó en 1,650 vphvpv; Av. Mariscal Cáceres sentido Oeste-Este, la tasa de Flujo de Saturación Actuante resultó en 1,495 vphvpv; Jr. Libertad sentido Norte – Sur, la Tasa de Flujo de Saturación Actuante resultó en 1,768 vphvpv.

Estos resultados demuestran que la tasa de flujo de saturación actuante es diferente en cada aproximación a la intersección y esto se debe a que los tiempos de saturación no son iguales por estar relacionados con la reacción particular de cada conductor y su vehículo al momento de emprender la marcha. Los cuadros de cálculo en los cuales se determinaron estos valores se muestran a continuación:

TABLA3.01: TASA DE FLUJO DE SATURACION ACTUANTE														
AV. MARISCAL CÁCERES (ESTE – OESTE)														
Fecha 10Jul13														
Vehículos en fila	Observaciones de Tiempo de Saturación (seg.)										Sumatoria Saturación	N° Registros		
	Número de ciclos													
	1		2		3		4		5		6			
1	2.41		2.64		2.82		1.95		2.63		1.86		0.00	0
2	2.24		3.37		2.35		2.08		2.36		1.99		0.00	0
3	2.98		2.50		2.59		1.98		1.81		3.22		15.08	6
4	1.92		1.40		2.23		1.24		2.24		3.25	D	12.28	6
5	3.65		1.70		2.16		2.07		2.97		2.18		14.73	6
6	2.68		2.05		1.48		2.30		3.11		3.01		14.63	6
7	2.52	C	2.22		1.87		1.15		2.54		3.64	C	13.94	6
8	2.85		1.15		1.56		1.56		1.87		1.27		10.26	6
9	2.68		1.88		1.39		2.19	O	1.50		1.10		10.74	6
10	1.91		2.41		1.42		2.72	Vp	2.43		1.90		0.00	0
	D=Demora										Sumatoria	=	91.66	42.0
	C=Combi										Tiempo Promedio de Saturación	=		2.18
	VP=Vehículo Pesado										Tasa de flujo de Saturación act.		3,600	1,650
													2.18	vphvpv

Datos de Campo
Elaboración Propia

TABLA3.02: TASA DE FLUJO DE SATURACION ACTUANTE														
AV. MARISCAL CÁCERES (OESTE – ESTE)														
Fecha 10 Jul 13														
Vehículos en fila	Observaciones de Tiempo de Saturación (seg.)										Sumatoria Saturación	N° Registros		
	Número de ciclos													
	1		2		3		4		5		6			
1	2.18		2.44		2.65							0.00	0.00	
2	2.14		3.24		2.15							0.00	0.00	
3	3.05		2.55		2.24							7.84	3.00	
4	2.63		2.32		2.89							7.84	3.00	
5	2.94		1.88		2.34							7.16	3.00	
6	2.73		2.42		1.95							7.10	3.00	
7	2.65		2.24		2.16							7.05	3.00	
8	2.41		1.55		2.38							6.34	3.00	
9	2.35		2.15		2.34							0.00	0.00	
10	2.15		2.19		2.14							0.00	0.00	
	D=Demora										Sumatoria	=	43.33	18.00
	C=Combi										Tiempo Promedio de Saturación	=		2.41
	VP=Vehículo Pesado										Tasa de flujo de Saturación act.		3,600	1,495
													2.41	vphvpv

Datos de Campo
Elaboración Propia

TABLA 3.03: TASA DE FLUJO DE SATURACION ACTUANTE														
Jr. LIBERTAD (NORTE – SUR)														
Fecha 10Jul13														
Vehículos en fila	Observaciones de Tiempo de Saturación (seg.)										Sumatoria Saturación	N° Registros		
	Número de ciclos													
	1		2		3		4		5		6			
1	2.51		2.94		3.22		2.45		3.03		2.51		0.00	0.00
2	1.79		2.47		1.80		1.18		1.71		1.08		10.03	6.00
3	3.13		2.45		2.99		2.03		1.91		2.50		15.01	6.00
4	1.47	C	1.00		1.93		1.24		1.59		2.20		9.43	6.00
5	3.75		2.06		2.61		2.10	D	3.12		2.05		15.69	6.00
6	2.28		1.98		1.49		2.02		2.91		2.59		13.27	6.00
7	2.57		2.48		2.10		1.05		2.64		3.10		13.94	6.00
8	2.35		0.75		1.46		1.16		1.37		1.04		8.13	6.00
9	2.58		1.78	Vp	1.29		2.09		1.40		1.00		0.00	0.00
10	2.06		2.56		1.57		2.87		2.58		2.05		0.00	0.00
	D=Demora										Sumatoria	=	85.50	42.00
	C=Combi										Tiempo Promedio de Saturación	=		2.04
	VP=Vehículo Pesado										Tasa de flujo de Saturación act.		3,600	1,768
													2.04	vphvpv

Datos de Campo
Elaboración Propia

3.2.2. DETERMINACIÓN DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN IDEAL

Con la intención de determinar la Tasa de Flujo de Saturación Ideal también se consideró condiciones ideales en las vías de la intersección del estudio. En cuanto a la geometría se asumió a la existente como la ideal, así mismo consideramos la no

interferencia de la circulación de vehículos pesados ni por volteos efectuados por los vehículos dentro de la intersección dentro del periodo de registro de datos.

De acuerdo a las consideraciones indicadas se obtuvieron los siguientes resultados en la intersección: Av. Mariscal Cáceres sentido Este – Oeste, la Tasa de Flujo de Saturación Ideal resultó en 1,951 vphvpv; Av. Mariscal Cáceres sentido Oeste - Este, la Tasa de Flujo de Saturación Ideal resultó en 1,605 vphvpv; Jr. Libertad sentido Norte – Sur, la Tasa de Flujo de Saturación Ideal resultó en 1,962 vphvpv.

Hay que recordar que estos valores se han obtenido bajo condiciones ideales, por lo que la interpretación de estos valores son las mismas que las señaladas en el numeral 3.3. Con la finalidad de obtener un solo valor de la Tasa de Flujo de Saturación Ideal dentro de las aproximaciones a la intersección se obtuvo un promedio que arrojó un resultado de 1,839 vphvpv, la cual se está tomando este valor como parámetro en el Cuadro de Análisis de la Tasa de Flujo de Saturación, para el análisis de la intersección antes referida.

Estas diferencias entre valores de Tasa de Flujo de Saturación Ideal obtenidos en la intersección estudiada se deben básicamente a la diferencia entre los tiempos de saturación encontrados para cada aproximación, debido a que estos no pueden ser iguales.

Podemos observar que si bien la metodología desarrollada por el HCM para este tipo de análisis de intersecciones viales semaforizadas proporciona valores estándar o por defecto determinados de numerosos estudios, por lo que considero necesario que es conveniente, de ser posible, recomendar la menor utilización de ellos, pues se estaría introduciéndose mayores errores en el resultado final.

TABLA 3.04: TASA DE FLUJO DE SATURACION IDEAL				
Av. MARISCAL CÁCERES (ESTE – OESTE)				
Fecha: 10 JUL 13				
	Tiempos Observados en Seg.			
	CICLOS			
Vehículos en Fila	2	3	4	N° de Registros
3	2.50	2.59	1.98	3
4	1.40	2.23	1.24	3
5	1.70	2.16	2.07	3
6	2.05	1.48	2.30	3
7	2.22	1.87	1.15	3
8	1.15	1.56	1.56	3
Sumatoria	11.02	11.89	10.30	18
Sumatoria		33.21		
Tiempo Promedio de Saturación	33.21	=	1.85	Seg.
Tasa ideal de flujo de Saturación	18			
	So	=	3,600	= 1,951 vphvpv
			1.85	

Datos de Campo
Elaboración Propia

TABLA 3.05: TASA DE FLUJO DE SATURACION IDEAL				
Av. MARISCAL CÁCERES (OESTE – ESTE)				
Fecha: 10 JUL 13				
	Tiempos Observados en Seg.			
	CICLOS			
Vehículos en Fila	1	2	3	N° de Registros
3	2.55	2.24		2
4	2.32	2.89		2
5	1.88	2.34		2
6	2.42	1.95		2
7	2.24	2.16		2
8	1.55	2.38		2
Sumatoria	12.96	13.96	0.00	12
Sumatoria		26.92		
Tiempo Promedio de Saturación	26.92	=	2.24	Seg.
	12			
Tasa ideal de flujo de Saturación	So	=	3,600	= 1,605 vphvpv
			2.24	

Datos de Campo
Elaboración Propia

TABLA 3.06: TASA DE FLUJO DE SATURACION IDEAL				
Jr. LIBERTAD (NORTE-SUR)				
Fecha: 10 JUL 13				
	Tiempos Observados en Seg.			
	CICLOS			
Vehículos en Fila	2	4	6	N° de Registros
2	2.47	1.18	1.08	3
3	2.45	2.03	2.50	3
4	1.00	1.24	2.20	3
5	2.06	2.10	2.05	3
6	1.98	2.02	2.59	3
7	2.48	1.05	3.10	3
8	0.75	1.16	1.04	3
Sumatoria	13.19	10.78	14.56	21
Sumatoria		38.53		
Tiempo Promedio de Saturación	38.53	=	1.83	Seg.
	21			
Tasa ideal de flujo de Saturación	So	=	3,600	= 1,962 vphvpv
			1.83	

Datos de Campo
Elaboración Propia

3.2.3. DETERMINACIÓN DE TIEMPOS PERDIDOS EN LA PARTIDA.

El tiempo perdido en la partida está relacionado con el tiempo de saturación el cual se mide sobre los vehículos parados en fila y que parten por el cambio de señal verde hasta que el tiempo se estabiliza entre estos. Entonces el tiempo perdido podemos definirlo como el tiempo que pierde un vehículo cuando se encuentra parado en una aproximación de la intersección y parte por el cambio de la señal.

Los estudios realizados por la Highway Capacity Manual²⁹ 85/97 establecieron un valor por defecto para el tiempo perdido en la partida de 3.0 seg/fase; sin embargo, se debe tener en cuenta que este parámetro se mide también sobre las mismas condiciones ideales señaladas en el estudio de tasa de flujo de saturación ideal señalado precedentemente.

Con la finalidad de contar con un valor que sea acorde con las características de nuestro parque automotor se consideró necesario realizar un estudio para determinar el tiempo perdido en la partida para la intersección en análisis. Para lo cual se realizaron mediciones de campo del tiempo de saturación en cada una de las aproximaciones de la intersección de la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad. Los valores obtenidos para la Av. Mariscal Cáceres en el sentido Este – Oeste fue de 1.82 seg; Oeste – Este de 0.94 seg. y Jr. Libertad sentido Norte – Sur fue determinado en 3.06 seg.

Durante la toma de datos se pudo observar que los tiempos perdidos en la partida son más parejos cuando las condiciones actuantes en las vías puedan ser utilizadas para el análisis de cualquier intersección en la ciudad de Ayacucho.

En este sentido recomendamos que deba efectuarse un estudio más amplio que el realizado en el presente trabajo, la misma que cuente con suficiente financiamiento que nos permita ampliamente cubrir los costos de tiempo y del personal utilizado.

Las siguientes Tablas presentan los valores registrados con los cálculos respectivos para la determinación de los valores esperados:

TABLA 3.07: DETERMINACIÓN DE TIEMPOS PERDIDOS EN LA PARTIDA												
AV. MARISCAL CÁCERES (ESTE – OESTE)												
Fecha: 10Jul13												
Vehículos en fila	Observaciones del Tiempo (seg.)						Sumatoria tiempos	N° Registros	Prom.	Tiempo de Saturación		
	Numero de Ciclos											
	1	2	3	4	5	6						
1	2.41	2.64	2.82	1.95	2.63	1.86	14.31	6.00	2.39	1.86	0.53	
2	2.24	3.37	2.35	2.08	2.36	1.99	14.39	6.00	2.40	1.86	0.54	
3	2.98	2.70	2.89	2.11	1.81	3.22	15.71	6.00	2.62	1.86	0.76	
4	1.92	1.53	2.43	1.44	2.24	3.25	Tiempo perdido en la partida =				1.82	
5	3.65	2.06	2.46	2.07	2.97	2.18	4.00					
6	2.68	2.39	1.99	2.40	3.11	3.01	3.50					
7	2.52	2.72	2.03	1.03	2.54	3.64	3.00					
8	2.85	1.35	1.96	1.86	1.87	1.27	2.50					
							2.00					
							1.50					
							1.00					
							0.50					
							0.00					
								0	2	4	6	8

Datos de Campo
Elaboración Propia

²⁹ HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

TABLA 3.08: DETERMINACIÓN DE TIEMPOS PERDIDOS EN LA PARTIDA												
AV.MARISCAL CÁCERES (OESTE – ESTE)												
Fecha: 10Jul13												
Vehículos en fila	Observaciones del Tiempo (seg.)						Sumatoria tiempos	N° Registros	Prom.	Tiempo de Saturación		
	Numero de Ciclos											
	1	2	3	4	5	6						
1	2.18	2.44	2.65				7.27	3.00	2.42	2.31	0.11	
2	2.14	3.24	2.15				7.53	3.00	2.51	2.31	0.20	
3	3.05	2.95	2.84				8.84	3.00	2.95	2.31	0.63	
4	2.63	2.82	3.15				Tiempo perdido en la partida =				0.94	
5	2.94	1.98	2.84				6.00					
6	2.73	2.82	2.25				5.00					
	2.65	2.64	2.46				4.00					
							3.00					
							2.00					
							1.00					
							0.00					
	2.41	1.85	2.68									
								0	2	4	6	8

Datos de Campo
Elaboración Propia

TABLA 3.09: DETERMINACIÓN DE TIEMPOS PERDIDOS EN LA PARTIDA												
JR. LIBERTAD (NORTE – SUR)												
Fecha: 10 Jul 13												
Vehículos en fila	Observaciones del Tiempo (seg.)						Sumatoria tiempos	N° Registros	Prom.	Tiempo de Saturación		
	Numero de Ciclos											
	1	2	3									
1	2.51	2.94	3.22	2.45	3.03	2.51	16.66	6.00	2.78	1.43	1.35	
2	1.79	2.87	1.80	1.48	1.71	1.29	10.94	6.00	1.82	1.43	0.40	
3	3.13	2.85	2.99	2.21	1.91	3.32	16.41	6.00	2.74	1.43	1.31	
4	1.47	1.08	1.93	1.34	1.59	2.60	Tiempo perdido en la partida =				3.06	
5	3.75	2.16	2.61	2.22	3.12	2.33	8					
6	2.28	2.09	1.49	2.20	2.91	2.89	7					
							6					
							5					
							4					
							3					
							2					
							1					
7	2.57	2.78	2.10	1.11	2.64	3.69	0					
8	2.35	0.85	1.46	1.36	1.37	1.17						
								0	2	4	6	8

Datos de Campo
Elaboración Propia

3.2.4. DETERMINACIÓN DE TIEMPOS DE SERVICIO DE RECOJO Y DESCARGA DE PASAJEROS DE TRANSPORTE PÚBLICO

Vamos a determinar el Tiempo de Servicio de Recojo y Descarga de Pasajeros, debido a que este tiempo está relacionado con el Factor de Bloqueo por Transporte Público, y como ya se explicó anteriormente, este factor sirve para ajustar la Tasa de Flujo de Saturación Ideal y es usado en el cuadro de Análisis del Flujo de Saturación. El factor de bloqueo por Transporte Público, es un parámetro que mide la interferencia producida por el transporte público cuando este se detiene para la carga y descarga de pasajeros. De acuerdo a lo desarrollado, esta variable es función del número de vías, el número de vehículos y el tiempo promedio de demora.

Según el HCM actualizado al 2000, la relación desarrollada para obtener el factor de bloqueo es: $f_{bb} = [(N - (14.4 N x 3600)) + N]$; en esta relación es importante resaltar el valor de 14.4, este está dado en segundos y representa el tiempo promedio de demora por unidad de transporte público sirviendo pasajeros, y debido a que este valor ha sido obtenido para unidades de transporte de mayor capacidad (Ómnibus) los cuales tienen un tiempo de servicio muy distinto al que brindan nuestras unidades (Combis o Cúster), se consideró necesario efectuar el presente estudio para obtener un tiempo promedio de demora acorde con nuestra realidad, para lo cual se tuvo en cuenta los siguientes factores:

- Se tomaron registros en paraderos determinados con antelación.
- Solo se consideró el tiempo efectivo para el recojo y descarga de pasajeros.
- Se descartaron las sobre-paradas efectuadas por los vehículos.
- Las tomas se realizaron durante el tiempo de verde o sin obstrucción para las unidades de transporte.
- No se consideró el tiempo de los vehículos parados esperando que lleguen pasajeros que no se encontraban en el paradero.

De acuerdo a los factores indicados, indicamos que para la determinación de Tiempos de Servicio de Recojo y Descarga de Pasajeros se realizó bajo condiciones ideales. En relación a los vehículos observados, se consideró Combis, Cúster y similares, las observaciones se realizaron en avenidas principales tales como la Av. Mariscal Castilla, la Av. Independencia y el Jr. 3 Máscaras. La Determinación se basó sobre el registro y medición de los vehículos de transporte llamados Cúster, debido a que estas tienen una frecuencia más pareja en lo que se refiere al recojo y descarga de pasajeros y a su modo de operación.

En cuanto al registro de los vehículos de transporte más conocidos en nuestro medio como "Combis", éstos deben respetar los paraderos, pues casi la totalidad de estos vehículos se detienen fuera de los paraderos sin motivo alguno; por estas razones optamos por obviar estos datos que no pueden ser representativos para determinar un tiempo definido. Sobre los vehículos de transporte conocidos como ómnibus, podemos mencionar que estas unidades no existen en la ciudad de Ayacucho.

Considerando un tiempo promedio de desaceleración y aceleración de 4 segundos en los vehículos de transporte, y en base a 154 registros de tiempos de servicio en total, se obtuvo un tiempo de demora promedio durante el tiempo de carga y descarga de pasajeros de 8.82 segundos. Por lo tanto, la relación que determina el factor queda así:

$f_{bc} = [(N - (8.82 Nc x 3600)) + N]$; la cual se resume en los cuadros siguientes con los cálculos respectivos:

TABLA 3.10: TIEMPO PROMEDIO DE DEMORA DE SERVICIO POR TRANSPORTE PUBLICO					
FECHA	10/07/13			11/07/13	
Numero De Registros	Av. M. Castilla	Av. M. Castilla	Av. M. Castilla	Jr. 3 Máscaras	Jr. 3 Máscaras
	Seg.	Seg.	Seg.	Seg.	Seg.
	CUSTER	CUSTER	CUSTER	CUSTER	CUSTER
1	4.35	10.50	4.65	4.47	4.20
2	3.75	8.64	8.40	6.20	5.64
3	6.14	4.52	2.29	8.46	4.36
4	5.02	2.25	6.50	8.62	8.24
5	4.59	3.75	4.34	6.48	5.43
6	3.43	6.14	4.84	8.36	4.65
7	2.26	5.02	8.24	6.42	5.43
8	2.97	4.59	4.40	8.42	6.25
9	3.86	3.43	2.62	6.40	5.30
10	2.89	2.26	3.24	3.84	5.04
11	6.68	2.97	5.40	4.92	3.20
12	7.13	3.86		7.48	2.45
13	4.58	2.89		6.46	3.24
14	4.45	5.68		6.40	
15	7.85	7.13		7.20	
	69.95	73.63	54.92	100.13	63.43

Cuadro: Fuente Propia/Datos de Campo

TABLA 3.11: TIEMPO PROMEDIO DE DEMORA DE SERVICIO POR TRANSPORTE PUBLICO						
FECHA	12/07/13				12/07/13	
Numero De Registros	Av. Independenc	Av. Independenc	Av. Independenc	Av. Independenc	Jr. 3 Máscaras	Jr. 3 Máscaras
	Seg.	Seg.	Seg.	Seg.	Seg.	Seg.
	CUSTER	CUSTER	CUSTER	CUSTER	CUSTER	CUSTER
1	8.16	4.53	3.72	3.43	2.33	7.12
2	6.27	2.16	3.46	4.72	5.20	7.45
3	3.50	5.22	4.62	3.12	2.30	6.48
4	5.70	3.57	2.84	2.45	3.28	6.32
5	5.73	2.46	3.70	2.48	3.82	7.43
6	5.16	2.05	2.59	3.25	6.35	7.48
7	1.82	4.39	3.45	2.89	5.60	4.28
8	1.45	3.54	3.60	3.92	4.32	8.40
9	4.32	2.30	3.85	8.20	7.13	4.20
10	5.30	2.72	2.61	5.10	5.83	3.11
11	4.05	3.80	3.50	6.20	8.79	4.62
12	4.62	2.46	1.72	9.45	2.50	2.96
13	5.37	6.50	6.85	3.46	4.63	2.40
14	4.43	3.70	4.81	3.80		
15	5.40	5.48	5.38			
	71.28	54.88	56.70	62.47	62.08	72.25

Número de Registros =	154.00
Tiempo Total Seg. =	741.72
Tiempo Promedio de Servicio en Seg. =	4.82
Tiempo Promedio de Decel. Y Acel. en Seg =	4.00
Total Tiempo Promedio de Servicio en Seg:	8.82

Cuadro: Fuente Propia/Datos de Campo

3.2.5. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE AJUSTE POR ANCHO DE VÍA

La determinación del factor de ajuste por ancho de vía considera el impacto perjudicial producido por vías angostas sobre la tasa de flujo de saturación y también permite el incremento de flujo sobre vías anchas. La razón principal de la modificación es que la relación desarrollada para el cálculo de este factor

$(1 + (W-12)/30)$ [Ref. 6] considerada como ancho estándar de vía o carril 12 pies, equivalente a 3.60 metros. Como podemos observar, este ancho no corresponde al ancho que tenemos en las avenidas o calles de nuestra ciudad, cuyo ancho promedio es de 3.30 metros de acuerdo a observaciones realizadas.

Por esta razón, se consideró conveniente modificar la relación para el cálculo del Factor de Ajuste por Ancho de Vía para que sea acorde con nuestra infraestructura vial. Por tal motivo determinamos la relación entre 12 pies y su equivalente a 3.60 metros, de donde obtuvimos una razón de 0.30 que aplicado al denominador de la relación original nos da 9.00, con estos valores podemos formar la relación para un ancho estándar de 3.60 metros la cual quedaría como sigue: $[1 + (w - 3.60) + 9]$ y como a nosotros nos interesa un valor para nuestro ancho estándar de 3.30 metros para vías urbanas. Procediendo de la misma manera para un ancho de 3.30 mts obtenemos una razón de 0.275 que aplicada al denominador obtenemos un valor de 8.25, obteniendo así la relación que debe ser aplicable a nuestra realidad:

$[1 + (w - 3.30) + 8.25]$ Donde w es el ancho de la vía en metros y con la cual podemos efectuar una tabulación para distintos anchos que pueden usarse dentro de nuestra infraestructura vial; obteniendo los siguientes valores:

Tabla 2.07*. Factor de Ajuste para anchos Promedio de Vías (f_w)	
Ancho Promedio por Vía, W (m).	Factor por Ancho de Vía, f_w
2.40	0.891
2.70	0.927
3.00	0.964
3.30	1.000
3.50	1.024
4.00	1.085
4.20	1.109
4.50	1.145
4.80	1.182

(*) Esta Tabla ya fue mencionada en el Capítulo II y se encuentra en la página 106.

3.2.6. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD PEATONAL EN LA INTERSECCIÓN

Con fines de obtener mejores resultados en el estudio de la intersección se realizó el conteo peatonal en la intersección durante las horas pico en la mañana, tarde y noche y en un día laboral. El Conteo fue realizado en personas comprendidas entre los 14 años y los 65 años de edad, pudiendo observarse que en la zona, el tránsito de peatones en la hora pico está compuesto básicamente por personas adultas que se desplazan a sus centros laborales, así como también de jóvenes estudiantes de universidades e instituciones académicas.

Luego de realizado el Conteo peatonal se tuvo los siguientes resultados: en el sentido de la Av. Mariscal Cáceres al Jr. Libertad dirección Norte - Sur 185 peat/hr, dirección Oeste - Este 134 peat/hr. En el sentido del Jr. Libertad a la Av. Mariscal Cáceres dirección Sur - Norte 121 peat/hr, dirección Este - Oeste 139 peat/hr.

De acuerdo con la bibliografía³⁰ [2], para que una intersección sea provista de semáforos para peatones, se estima que el flujo peatonal sea superior a 250 peatones/hora.

Observando los datos del Censo determinamos que el flujo peatonal en ésta intersección se encuentra por debajo del valor necesario para establecer la colocación de semáforos peatonales. Sin embargo, se considera necesario incluir el tiempo mínimo de verde que debería considerarse provisto en el tiempo de la señal, debido a que los peatones necesitan de un tiempo para cruzar una intersección sin que les impida el paso cualquier vehículo que también está en verde.

El mínimo tiempo verde puede ser estimado según la siguiente relación:

$$G_p = 7.0 + (W/1.37) - Y_i$$

Esta relación se detalló en el acápite 2.4 de Análisis Operacional. Considero resaltante en esta relación el valor de 1.37 m/s que es la velocidad peatonal usada por los desarrolladores de la relación. Con la finalidad de verificar este valor se efectuó un estudio de velocidad peatonal en la intersección que se escogió. Se tomaron los tiempos de desplazamiento de los peatones desde un lado al otro de las avenidas, estos tiempos se registran en cuadros que se adjuntan en los anexos. Luego se tomaron las distancias recorridas por los peatones y con estos valores obtener la velocidad peatonal en cada sentido de la intersección.

Se trabajó con 40 datos de velocidad peatonal las cuales fueron promediadas mediante tres procedimientos de medida de tendencia central: 1) Media Aritmética, 2) Percentil 85 y 3) Percentil 50. De acuerdo con estos tres procedimientos, obtuvimos mediante la Media Aritmética un valor de velocidad de 1.35 Metros/seg., con el Percentil 85 obtuvimos un valor de velocidad de 1.66 Metros/Seg., y con el Percentil 50 el valor fue de 1.34 Metros/seg.

Debido a que la Media Aritmética es el promedio más comúnmente usado, su comportamiento es estable en muestras grandes y cuando la distribución de los datos es simétrica, dado que nuestros datos no son simétricos, se efectuó el cálculo del Percentil 85 obteniendo un valor de velocidad de 1.66 metros/seg. Considerando que este valor excede el valor usado por el HCM³¹ establecida en 1.37 m/s, es decir 21.17% más, por tal motivo consideramos efectuar el cálculo del Percentil 50, pues este se ajusta más a una distribución de variable asimétrica con menor número de observaciones. El resultado que obtuvimos con el Percentil 50 para el promedio de velocidad peatonal fue de 1.34 metros/seg., dicho valor se aproxima más el valor antes referido, por tal motivo se consideró usar este valor para determinar el tiempo de verde para peatones en la intersección estudiada.

Calculo del Tiempo mínimo de verde:

Cruzando Av. Mariscal Cáceres sentido Este – Oeste, Oeste – Este

Distancia de cruce: 14.2 m hasta la otra vereda.

$G_p = 10.60$ seg.

³⁰ CAL Y MAYOR Rafael y Cárdenas Grisales, James. (2007). Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones. 8ª edición. México. Editorial Alfa omega

³¹ HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.

Cruzando el Jr. Libertad sentido Norte – Sur, Sur – Norte

Distancia de cruce: 12.0 m hasta la otra vereda.

$G_p = 8.96$ seg.

Estos son los valores de tiempo mínimo que la entidad responsable debería tener en consideración para dar las facilidades del caso a los peatones y proveer de seguridad a los mismos mediante la instalación de semáforos peatonales en la intersección.

TABLA3.12: DETERMINACION DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE CAMINATA PEATONAL						
Av. Mariscal Cáceres – Jr. Libertad						
Fecha: 12 07 13						
Registro	CRUZAN AL NORTE Seg.	DISTANCIA Metros	VELOCIDAD Metros/seg	CRUZAN AL SUR Seg.	DISTANCIA Metros	VELOCIDAD Metros/seg
1	10.40	14.20	1.37	8.50	14.20	1.67
2	8.50	14.20	1.67	10.40	14.20	1.37
3	7.90	14.20	1.80	9.30	14.20	1.53
4	11.00	14.20	1.29	9.80	14.20	1.45
5	11.60	14.20	1.22	9.60	14.20	1.48
6	12.90	14.20	1.10	10.80	14.20	1.31
7	13.60	14.20	1.04	8.90	14.20	1.60
8	9.90	14.20	1.43	9.20	14.20	1.54
9	11.00	14.20	1.29	9.80	14.20	1.45
10	12.30	14.20	1.15	9.60	14.20	1.48
	VELOCIDAD PROMEDIO		1.34			1.49
	PERCETIL 50		1.37			1.31
	PERCETIL 85		1.52			1.60

Registro	CRUZAN AL ESTE Seg.	DISTANCIA Metros	VELOCIDAD Metros/seg	CRUZAN AL OESTE Seg.	DISTANCIA Metros	VELOCIDAD Metros/seg
1	13.10	12.00	0.92	7.90	12.00	1.52
2	12.30	12.00	0.98	9.50	12.00	1.26
3	10.80	12.00	1.11	6.30	12.00	1.90
4	13.60	12.00	0.88	6.10	12.00	1.97
5	12.60	12.00	0.95	7.90	12.00	1.52
6	12.60	12.00	0.95	7.50	12.00	1.60
7	13.00	12.00	0.92	7.80	12.00	1.54
8	12.20	12.00	0.98	7.70	12.00	1.56
9	11.10	12.00	1.08	6.90	12.00	1.74
10	12.30	12.00	0.98	7.60	12.00	1.58
	VELOCIDAD PROMEDIO		0.98			1.62
	PERCETIL 50		1.26			1.43
	PERCETIL 85		1.84			1.66
	VELOCIDAD PROMEDIO PARA LA INTERSECCION					1.35
	VELOCIDAD PER 50 PARA LA INTERSECCION					1.34
	VELOCIDAD PER 85 PARA LA INTERSECCION					1.66

Cuadros: Fuente propia / Datos de Campo

3.3. ANÁLISIS OPERACIONAL

3.3.1. FASE 1: Cuadro de Entrada de Datos.

El Análisis Operacional se efectúa en cinco fases, dándose inicio con la recolección de información en campo, dicha información será utilizada en el primer módulo del análisis denominado Cuadro de Entrada de Datos, la información ingresada aquí y obtenida en campo comenzará con los datos de geometría y volúmenes, siendo la siguiente: Los volúmenes de tráfico de cada aproximación en todos los sentidos, ancho de vías, bermas, etc. Se efectuará un gráfico simple de la intersección colocando en él los datos recolectados. Además, será necesario contar con los tiempos perdidos por movimiento de los vehículos en segundos, la extensión del tiempo efectivo de verde. Además se deberá contar con las condiciones de tráfico y de la vía como la pendiente de cada aproximación, el porcentaje de vehículos pesados, las vías de parqueo, número de vehículos Cúster o Combis por hora, cantidad de peatones por hora, tiempo para cruce de peatones y se determinará el tipo de arribo. Por último, en la parte inferior del cuadro se dibujará un diagrama de las fases de la señal en la intersección, colocando los tiempos de la señal obtenidos en campo. Estos datos se ingresan en el Cuadro de Entrada de Datos.

3.3.2 FASE 2: Cuadro de Volumen Ajustado.

Seguidamente se procede con la Fase 2 del análisis de la intersección la cual consiste básicamente en justar las cantidades de flujo a períodos pico de 15 minutos y el establecimiento de los grupos de vías para el análisis; primero se deberá establecer los sentidos de las aproximaciones, luego se ingresarán los volúmenes horarios y estos se ajustarán mediante el factor de hora pico mediante el cociente del volumen para cada movimiento entre el factor de hora pico, este valor ajustado se denominará Tasa de Flujo (V_p) y la sumatoria de la tasa de flujo de todas las direcciones de cada aproximación será denominada Tasa de Flujo Ajustada para el Grupo de Vías (v), finalmente se obtendrá las proporciones de volteos a la izquierda y derecha de cada aproximación.

3.3.3 FASE 3: Cuadro para la Tasa de Flujos de Saturación Ajustada.

Luego, en la Fase 3 se calcula con el cuadro para la Tasa de Flujos de Saturación total que puede ser acomodado en el grupo de vías bajo las condiciones prevaecientes. Diversos estudios han determinado que el flujo de saturación ideal en intersecciones toman valores entre 1,800 a 2,800 vphv; sin embargo, estos valores varían para cada localidad.

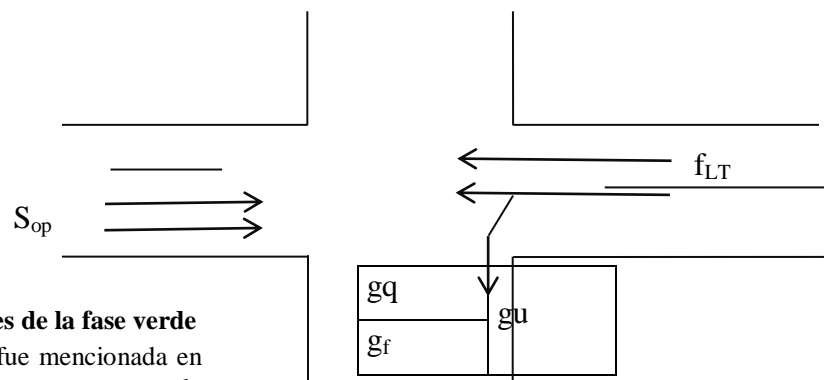


Fig. 2.13* Porciones de la fase verde

(*) Esta figura ya fue mencionada en el capítulo II y se encuentra en la pág. 46

TABLA 3.13: CUADRO DE ENTRADA DE DATOS										
Intersección		Av. Mariscal Cáceres – Jr. Libertad				Fecha: 10/07/2013				
Analista: Ing Guido B.Jeri Godoy		Tiempo del periodo de análisis 60min		Tipo de aire		<input type="checkbox"/> Zona de negocios o similar <input checked="" type="checkbox"/> Otros				
Proyecto 01		Ciudad/Provincia Ayacucho/Huamanga								
Geometría y Volúmenes										
Condiciones de Tráfico y la Vía										
Aproximación	Pendiente (%)	% VP	Estacionamiento		Combis /Cúster	PHF	Peatones (Peat/Hr)	Semaf/Peatones		Tipo de Arribo
			S o N	Nm				Nb	S o N	

TABLA 3.14: CUADRO DE VOLUMEN AJUSTADO

AV. MARISCAL CÁCERES – JR. LIBERTAD

Aproximación	Mov.	Mov. Volumen (vph)	Factor Hora Pico PHF	Flujo Vp (vph)	Grupo de Vías	Flujo ajustado en el grupo de vías v (vph)	Proporción de
1	2	3	4				
al ESTE	DEF	734	0.94	781	→	906	0.00 IZQ
	DER	118	0.94	126			0.14 DER
al OESTE	DEF	1,500	0.92	1,630	←	1,725	0.00 IZQ
	DER	87	0.92	95			0.05 DER
al SUR	IZQ.	86	0.94	91	↑↑	1,251	0.07 IZQ
	DEF	1006	0.94	1,070			0.07 DER
	DER	84	0.94	89			

Fuente Cuadro TRB-HCM 2000 / Datos de Campo

Se consideró conveniente efectuar la Determinación de la Tasa de Flujo de Saturación Ideal para la Intersección analizada, pudiendo tomar los valores de tasa de flujo de saturación señalados anteriormente cuyos valores se consideran válidos. Esto fue descrito en detalle en el capítulo II numeral 2.4.3. (Pág. 43). Tal es así que para el Cuadro de Tasa de Flujo de Saturación, se ha considerado un valor de Flujo de Saturación Ideal de 1,839 vphvpv obtenido del estudio realizado, otros valores necesarios para este cuadro son: el número de vías de cada aproximación, y los factores de ajuste como el ancho de vía, factor por vehículos pesados, pendiente, de parqueo, factor de bloqueo por transporte público, por tipo de área, de utilización de vía, de volteo a la izquierda, para luego por multiplicación del flujo de saturación ideal por cada uno de estos factores obtener la Tasa de Flujo de Saturación Ajustada.

Cabe indicar que para efectos de acercarnos a la realidad del comportamiento del tráfico en el Perú y sobre todo en la ciudad de Ayacucho, se efectuaron modificaciones a dos factores que se consideran importantes, los cuales son: el Factor por Ancho de Vía y el Factor de Bloqueo por Transporte público, cuyas consideraciones se aplicaron en el acápite del Análisis Operacional.

Debemos mencionar que muchas de estas tablas tienen valores tabulados para datos de entrada fijos, por lo cual muchos de los valores de entrada obtenidos para la intersección en el análisis no se pudieron encontrar directamente, por lo que se usaron las ecuaciones o fórmulas propuestas, lo cual es más recomendable que la interpolación o extrapolación de datos, en muchos casos estos procedimientos son restringidos de usar, debido a que muchos de los valores obtenidos por estudios previos han sido determinados mediante relaciones de regresión. Los valores de los factores de ajuste son obtenidos de las tablas y fórmulas expresas en el acápite del Análisis Operacional.

TABLA 3.15: CUADRO DE TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Aprox.	Mov. Grupo de vías	Flujo Sat. ideal (vphgpv)	N° de vías	Ancho vía fw Tabla 2.07	Veh. Pesados fhv Tabla 2.08	Pendiente fg Tabla 2.09	Parqueos fp Tabla 2.10	Bloqueo Combis fbc Tabla 2.11	Tipo de Área fa Tabla 2.12	Volteo a la derecha Tabla 2.13	Volteo a la izquier. Tabla 2.14	Tasa Flujo Sat. Ajust. O (vphv)
AL ESTE		1,839	1	1.000	1.000	1.030	1.000	0.988	1.000	1.000	1.000	1,871
AL OESTE		1,839	1	1.000	1.000	0.970	1.000	0.976	1.000	0.979	0.970	1,687
AL SUR		1,839	2	0.964	1.000	1.000	1.000	0.990	1.000	0.990	0.970	1,720

Fuente Cuadro TRB-HCM 2000 / Datos de Campo

Una consideración adicional de estos factores se le debe hacer al Factor de Volteo a la izquierda permitida f_{LT} , dado que éste factor tiene dos procedimientos para calcularlo dependiendo del tipo de aproximación que se encuentren frente a frente. Uno de ellos es el proceso para cuando la aproximación objeto se encuentra opuesto a una aproximación multivía y el otro para cuando la aproximación objeto se encuentra opuesto a una aproximación de vía simple.

Para la intersección de la Av. Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad, se presenta el caso de que las aproximaciones se encuentran opuestas a aproximaciones multivía por lo que para este caso se usa en Cuadro Adicional para volteos a la izquierda permitidos el cual tiene su base teórica en el acápite de Análisis Operacional; sin embargo, se hace mención a los datos necesarios para llegar a determinar el factor señalado: primero se necesita la duración del ciclo, el tiempo actual de verde para el grupo de vías, tiempo opuesto efectivo de verde para el grupo de vías, tiempo opuesto efectivo de verde para el grupo de vías, número de vías opuesto, estos valores se obtendrán del Cuadro de Entrada de Datos, luego será necesario contar con la tasa de flujo ajustada de volteo a la izquierda, proporción de volteos a la izquierda en el grupo de vías, tasa de flujo ajustada opuesta, estos valores se obtendrán del Cuadro de Volumen Ajustado y finalmente el tiempo perdido para el grupo de vías. También se debe hacer mención a este último valor, pues para su determinación se ha efectuado un estudio específico en la intersección analizada y cuyo valor determinado puede ser extendido para aplicarlo en cualquier parte de la ciudad de Ayacucho o en el caso del Perú previo análisis de las condiciones del parque automotor.

Luego de obtener los datos señalados se procede a efectuar los cálculos de volteos a la izquierda por ciclo, cálculo del flujo opuesto por vía por ciclo, determinación de la razón de grupo opuesta, cálculo de las sub porciones del tiempo de verde, cálculo del factor de volteo mínimo y finalmente el factor de volteo a la izquierda el cual es llevado al cuadro de tasa de saturación ajustado en su respectivo recuadro.

3.3.4. FASE 4: Cuadro para el Análisis de la Capacidad

Posteriormente en la Fase 4, se encontrará la razón del grupo de vías, para lo cual se usará la información y resultados obtenidos de los cuadros previos, estos valores son: la tasa de flujo ajustada obtenida del Cuadro de Volumen Ajustado, la tasa de flujo de saturación, del cociente de estos dos valores obtendremos la razón de flujo. Así mismo con el tiempo de verde y duración del ciclo obtendremos la razón de verde, seguidamente determinaremos la capacidad del grupo de vías y la razón del grupo de vías, es con este último valor que podremos definir cuáles son los grupos de vías críticos en función a los valores más altos o los más cercanos a la unidad. Luego se obtiene la cantidad de flujo del grupo de vías crítico resultado de los valores de la columna 5 para las correspondientes vías críticas; con el resultado de esta suma se obtendrá la relación crítica v/c , X_c . Los detalles de cálculo están señalados en el cuadro correspondiente ubicado páginas anteriores.

3.3.5. FASE 5: Cuadro de la Demora y el Nivel de Servicio.

Finalmente en la Fase 5, se determinará el cuadro de cálculo de la demora y el nivel de Servicio que combina los resultados de los cálculos de volumen ajustado, flujo de saturación, análisis de la capacidad para encontrar del control promedio de demora por vehículo para cada grupo de vías.

Debido a que el Nivel de Servicio es una medida de la calidad del flujo, y está directamente relacionado con la demora, es a partir de esto que ambos conceptos se pueden relacionar en la tabla 2.01 en la cual se determinará en nivel de servicio para una demora dada.

Hay que indicar que el presente Análisis Operacional contempla dos casos para el cálculo de la demora y el nivel de servicio. Para esto se han desarrollado dos cuadros para alcanzar el objetivo, el primero de ellos ha sido desarrollado para calcular la demora uniforme y la demora incremental a partir de las ecuaciones 23 (Pág. 57) y 25 (Pág. 59) para luego obtener la demora total mediante la ecuación 22 (Pág.56).

TABLA 3.16: CÁLCULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD

Mov. Grupos de vías	Tipo de Fase	Tasa de Flujo Ajustada (v)	Tasa de Flujo de Saturación Ajustada (s)	Razón de Flujo (v/s) (3)/(4)	Razón de Verde (g/C) (6)	Capacidad del Grupo de vías © (4)x(6) (7)	Razón del Grupo de Vías (v/c) (x) (3)/(7) (8)	Grupo de vías Crítico (*) (9)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
al ESTE →								
	T	906	1,871	0.484	0.333	623	1.454	*
al OESTE ←								
	T	1,725	1,687	1.022	0.667	1,126	1.533	*
al SUR ↓ ↓								
	T	1,251	1,720	0.727	0.667	1,147	1.090	*
Duración del ciclo		54.00 seg.		$X_c = Y_c \times C / (C-L)$		1.583		
Tiempo perdido		5.82 seg.						
$Y_c = \text{Sum (v/c)}$		1.359						

Fuente Cuadro TRB-HCM 1997 / Datos de Campo

Para el siguiente cuadro de cálculo asume que no hay una fila inicial de vehículos en el inicio del período de análisis y bajo esta condición puede ser usado para el análisis de una intersección semaforizada. El segundo cuadro de demora y nivel de servicio se trabajó para considerar la existencia de una fila inicial de vehículos en el inicio del período de análisis, lo cual conlleva a una extensión de la demora debido a este efecto.

Para obtener resultados de la intersección de la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad ha sido de aplicación del segundo cuadro, toda vez que el flujo en esta intersección es alto y deja una demanda no servida de vehículos entre períodos de análisis, debido a esta realidad en la zona de estudio se efectuó el análisis teniendo en cuenta esta consideración cuyo proceso resumimos a continuación; el cuadro consta de cinco secciones principales, en la primera de ellas se determina el primer término de la demora d_1 para lo cual se necesita el valor de la razón del grupo de vías v/c y la

capacidad del grupo de vías obtenido del cuadro de análisis de la capacidad, la demanda inicial no servida por observación en campo, la duración de la demanda inicial no servida en hora, la cual corresponde al período de análisis en horas y el factor de progresión que para este caso es 1.0, luego en la segunda sección se determina el segundo término de la demora llamado Demora Incremental el cual está establecido en la ecuación 25 (Pág. 59).

La tercera sección del cuadro corresponde al cálculo del tercer término de la demora d_3 , el cual es función del parámetro inicial de fila y la demanda final no servida, este término de la demora es el que corresponde a la fila inicial de vehículos o demanda no servida en el inicio del período de análisis.

Así resumimos el proceso completo del análisis en la intersección estudiada de la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad, cuyo resultado final es el mostrado en la Tabla de cálculo de Demora y Nivel de Servicio.

CAPITULO IV

4.0. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN Y CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

4.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INTERSECCIÓN ESTUDIADA

Luego de haberse realizado los cálculos necesarios se obtuvo los resultados del análisis de la intersección entre la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad y se determinó una demora promedio por vehículo de transporte público de entre 1 y 2 minutos en las aproximaciones lo cual conlleva a encontrar un Nivel de Servicio D para la presente intersección. Según la Tabla 2.01 el Nivel de Servicio D, describe operaciones de control de demora por vehículo mayores a los 35 segundos e iguales a los 55 segundos. En este nivel la influencia de la Congestión comienza a ser más notable, donde las largas demoras pueden resultar de una combinación de progresión desfavorable, duración de ciclo largo o altas relaciones v/c. Muchos vehículos paran y la proporción de vehículos que no pasan disminuye. En este Nivel D las fallas individuales de ciclo son notables. Con la finalidad de completar la interpretación de los resultados obtenidos es necesario efectuar un análisis de los módulos de Cálculo de Flujo de Saturación y del análisis de la capacidad los cuales considero importantes para un mejor entendimiento de la presente herramienta.

En el proceso del Cálculo de la Tasa de Flujo de Saturación Ajustada, se obtuvieron resultados que creo necesario es importante resaltar los valores obtenidos de la tasa de flujo de saturación ideal considerada en el cálculo y de la Tasa de Flujo de Saturación que se realizó en la misma intersección sobre cada una de las tres aproximaciones, esta evaluación nos arrojó un valor promedio de 1,839 vehículos por hora en tiempo de verde por vía. Otro punto importante a comentar de acuerdo a los resultados obtenidos fueron los factores de ajuste por ancho de vía, en el factor de bloqueo por transporte público y el factor de volteo a la izquierda. Así mismo, se ha podido determinar que el factor de ajuste por ancho de vía, tal y como se encuentra en la metodología propuesta en la bibliografía, no debe ser usado para nuestra infraestructura vial ya que la realidad es diferente; considero que la modificación de este factor indicada en el presente trabajo debe ser tomada en cuenta para obtener resultados acordes con nuestra infraestructura urbana, para lo cual indicamos que la relación propuesta en este trabajo y los valores tabulados para su utilización se encuentran en el capítulo III, numeral 3.2.5.

También es necesario mencionar que el factor de bloqueo por transporte público (ocasionado en nuestro caso por las Combis y la Cúster), es un factor que mide el efecto de las paradas o servicio de las unidades del transporte público por hora, la relación modificada y propuesta con la cual se determine este valor, así como el Estudio de Tiempos de Servicio del Transporte Público, que se efectuó para la ciudad de Ayacucho se encuentran consignados en el capítulo III, numeral 3.2.4. Lo interesante de los resultados obtenidos para este factor, es que ellos van a reducir el flujo de saturación ideal en un valor aproximado del 30% el cual es un valor bastante alto, siempre y cuando los directamente implicados en el tema respondan a la altura de las necesidades de una ciudad que está en pleno crecimiento en el aspecto vial y de tránsito. Esto se debe a la sobre oferta del servicio

de transporte público que circula por la intersección estudiada, debiendo resaltarse además que es muy notorio por parte de los conductores de éstos vehículos el manejo imprudente y la falta de respeto a las reglas de tránsito. El resultado de estas anomalías es alto en el flujo de saturación ideal y considero que está correctamente representado por el factor de bloqueo presentado en el presente estudio.

Considero también necesario se debe tomar en cuenta para los cálculos del factor de ajuste de la tasa de flujo de saturación ideal ajustado, el factor de volteo a la izquierda en todas sus modalidades; luego del correspondiente proceso de cálculo los valores determinados nos indican que debido a este factor existe una reducción sustancial de la tasa de flujo de saturación ideal para cada aproximación, esto nos indica una gran influencia de esta factor en el flujo de saturación. Estudiado en el campo los volteos a la izquierda dentro de la intersección escogida, observamos algo interesante que nos obliga a corroborar los valores obtenidos para esta factor; esto es, que los vehículos provenientes de dos aproximaciones opuestas (Av. Mariscal Cáceres en sentido Este-Oeste y sentido Oeste-Este), que desean efectuar volteos a la izquierda dentro de la intersección no logran completar la maniobra, estos vehículos se juntan y se obstruyen sobre el centro de giro llegando a bloquear completamente la vía compartida y reduciendo el paso de los vehículos que vienen por la vía contigua, además de esto también está el efecto de los vehículos que vienen por la vía compartida tratan de evitar el bloqueo e intentan pasar a la vía contigua interfiriendo el paso y sobre cargando su capacidad, este efecto es justamente lo que refleja el factor de volteo a la izquierda, y para la intersección estudiada se ha podido observar en campo que los volteos a la izquierda prácticamente bloquean el paso de vehículos en la intersección. Por último, mencionamos que estos y otros factores son los que nos indican con total claridad las condiciones prevalecientes de tráfico en el lugar y que finalmente llevan al flujo de saturación ideal al valor correspondiente para las condiciones existentes. En el siguiente cuadro se muestra los valores del Flujo de Saturación Ideal obtenido en el presente estudio.

TABLA 4.01: RESULTADO DEL FLUJO DE SATURACIÓN IDEAL AJUSTADO

Aproximación	Flujo Saturación Ideal Ajustado	Porcentaje
Al Este	1,951 vphv	35.36%
Al Oeste	1,605 vphv	29.09%
Al Norte	1,962 vphv	35.55%
Promedio	1,839 vphv	

Fuente: Datos de Campo
Elaboración Propia

Los resultados de la Razón de Grupo de Vías y Condición se obtienen de la Tabla 3.16 (Cálculo de Análisis de la Capacidad), de las cuales es necesario comentar los resultados de este cálculo porque es importante indicar que es aquí donde observamos las condiciones de cómo está operando la intersección en lo referente a los flujos en todos los sentidos. Para esto se comentó con anterioridad la Tasa de Flujo de Saturación Ajustada, el tiempo de verde del semáforo y la duración del ciclo con la cual se obtiene la capacidad del grupo de las vías estudiadas; a partir de este valor y con la tasa de flujo de saturación ajustada determinaremos un parámetro muy importante que es la Razón del Grupo de Vías (X) para cada aproximación, la interpretación de este parámetro se encuentra explicada en el capítulo II, numeral 2.2.2.

La Tabla 4.02 muestra los valores obtenidos para la intersección estudiada de la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad las cuales son las siguientes:

TABLA 4.02: RESULTADO DE RAZÓN DE GRUPO DE VÍAS Y CONDICIÓN

Aproximación	Razón de Grupo de Vías	Condición
Al Este	1.454	Saturada
Al Oeste	1.533	Saturada
Al Sur	1.090	Saturada
Promedio	1.359	Saturada

Fuente: Datos de Campo / Elaboración Propia

De la Tabla anterior podemos identificar cuáles son los grupos de vías críticos la cual será en función de los valores más altos de la relación v/s la razón de flujo, teniendo un grupo de vías crítico por casa fase y el promedio de estos valores se usará para obtener la Razón Crítica ($X_c = 1.359$) de la intersección estudiada. Por lo que podemos indicar que usando el Cuadro de Cálculo de la Demora y Nivel de Servicio ya explicados en función a la razón del grupo de vías y la capacidad obtendremos la demora para cada aproximación y para toda la intersección. Así podemos mencionar que la demora promedio para toda la intersección se estableció en 54.00 seg/veh, lo cual determina un Nivel de Servicio D, tal como se señaló en el inicio de este capítulo.

Por otro lado, los factores encontrados y/o ajustados en el presente trabajo fueron los siguientes:

- Tasa de flujo de saturación actuante y tasa de flujo de saturación ideal.
- El factor de tiempo perdido en la partida.
- El tiempo de servicio de carga y descarga de pasajeros de transporte público.
- Modificación del factor de ajuste por ancho de vía.
- Determinación de la velocidad peatonal en la intersección.

TABLA 4.03: Resultado de la Determinación de la Velocidad Peonatal en la Intersección

Modificaciones y/o ajustes		Localidad/Ayacucho	HCM	Und.
Flujo de Saturación		1839	1800-2000	vphvpv
Tiempo perdido en la partida		5.82	2.0	Seg.
Tiempo servicio T. publico		8.82	14.4	Seg.
Factor por Ancho Vial	m.			
Valores propuestos	2.4	0.891	0.867	-
	2.7	0.927	0.900	-
	3.0	0.964	0.933	-
	3.3	1.000	0.967	-
	3.5	1.024	0.989	-
	4.0	1.085	1.033	-
	4.2	1.109	1.067	-
	4.5	1.145	1.100	-
	4.8	1.182	1.133	-
Velocidad Peonatal		1.34	1.37	Seg.

4.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS.

Para la Contrastación de la Hipótesis se realizará mediante la comparación de la Hipótesis Propuesta y de los resultados obtenidos, para lo cual se determinará primeramente la Contrastación de las Hipótesis Específicas y luego de la Hipótesis General.

4.2.1. Contrastación de las Hipótesis Específicas

La Hipótesis Específica formulada en el Ítem 1.5.2 (a) dice:

- a) La utilización de la herramienta hace que la calidad del flujo en una intersección semaforizada esté determinada por el Nivel de Servicio (Level Of Service – LOS) de acuerdo al HCM-2000. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad.

A fin de ser implementada se requiere plantear la pregunta de que si al utilizar la herramienta en una intersección semaforizada:

- a.1) Se puede determinar el Nivel de Servicio (Level Of Service)
- a.2) No se puede determinar el Nivel de Servicio (Level Of Service)

En vista que con el presente estudio Sí hemos podido determinar que la calidad del flujo en una intersección semaforizada está determinada por el Nivel de Servicio (Nivel D); por lo tanto, podemos indicar que se acepta la Hipótesis a) planteada.

La Hipótesis Específica formulada en el Ítem 1.5.2 (b) dice:

- b) El congestionamiento genera mayor contaminación ambiental y pérdida de tiempo del ciudadano.

A fin de ser implementada se requiere plantear la pregunta de que al producirse una Congestión en una intersección semaforizada:

- b.1) Se genera mayor contaminación ambiental,
- b.2) No se genera mayor contaminación ambiental,

En vista que con el presente estudio hemos podido determinar que al producirse una Congestión en una intersección semaforizada hay mayor afluencia de vehículos esperando en largas filas, por lo que podemos determinar empíricamente que se está contaminando más el ambiente por el mayor uso de combustible y por la producción de mayor cantidad de Anhídrido Carbónico (CO₂); por lo tanto, podemos indicar que se acepta la Hipótesis b) planteada.

La Hipótesis Específica formulada en el Ítem 1.5.2 (c) dice:

- c) Las propuestas planteadas reducen el congestionamiento en las intersecciones semaforizadas.

A fin de ser implementada se requiere plantear la pregunta de que el Congestionamiento en una intersección semaforizada se reduce cuando:

- c.1) Si se Reducen los Congestionamientos,
- c.2) No se Reducen los Congestionamientos,

Con la Aplicación de las propuestas planteadas en la presente Tesis por parte de las entidades respectivas (Municipalidad Provincial de Huamanga, distritos comprometidos y Gobierno Regional), se reducirá de manera considerable los congestionamientos en las intersecciones semaforizadas; por lo tanto, podemos indicar que se acepta la Hipótesis c) planteada.

4.2.2. Contratación de la Hipótesis General

En resumen, la Hipótesis General planteada de:

“A falta de una adecuada herramienta, la mala determinación del Ciclo Semafórico en Intersecciones Semaforizadas genera congestionamiento y por consiguiente aumenta la contaminación ambiental y pérdida de tiempo del ciudadano. Caso del cruce de la Av. Mariscal Cáceres con el Jr. Libertad”:

Podemos indicar que a través de la obtención de los resultados expuestos que efectivamente a falta de una herramienta no podemos determinar el Nivel de Servicio en una Intersección semaforizada y por lo tanto existe congestionamientos, por lo que se determina que la hipótesis planteada resulta verdadera; por lo tanto, se acepta la Hipótesis planteada.

4.3. PROPUESTAS PARA LA INTERSECCIÓN ESTUDIADA.

Mencionaré algunas Propuestas para la intersección indicada utilizando los resultados obtenidos del estudio de la intersección semaforizada de la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad, las cuales demuestran que los arribos en todas las aproximaciones se encuentran saturados; lo que equivale decir, que el flujo actuante excede la capacidad de las vías por las razones expuestas anteriormente. Por cuanto, el resultado obtenido de la razón de grupo de vías con valores que exceden 1.0, es un indicativo de que el diseño geométrico de la intersección, la duración del ciclo semafórico, el plan de fases u otras características de la intersección estudiada son inadecuadas para la demanda dada.

4.3.1. Particularidades de Maniobra del Tránsito en la Zona Estudiada

En relación con aquello que se trata de las características del tránsito podemos señalar que se ha evidenciado durante el conteo de datos en campo, que existe una sobre oferta de servicio de transporte público, tanto de las unidades conocidas como Combis, así como de las unidades Cúster; así mismo, podemos indicar con seguridad que en algunos casos existe duplicidad en las rutas brindadas por estas empresas operadoras. Por cuanto, se hace necesario implementar una reingeniería total en el servicio del transporte público en la ciudad de Ayacucho, o efectuar un cambio total en el medio de transporte, proponiendo el uso de unidades de transporte masivo, tales como unidades de mayor capacidad, definiendo para ellos rutas principales y frecuencias. Sin embargo, debido a que en la actualidad sabemos que nuestras autoridades no tienen ningún interés de aplicar nuevas tecnologías en el sistema de tránsito de la ciudad, sobre todo en la zona de estudio, me atrevo a proponer algunas alternativas para mejorar la operación de la intersección considerando las características de tránsito prevalecientes a la fecha.

4.3.2. Propuesta Metodológica

Deseando que la presente Tesis cumpla con los objetivos planteados, considero que se debe tener en cuenta los siguientes aportes:

- a) La Tesis plantea una herramienta a tenerse en cuenta para la determinación del grado de congestión en una intersección semaforizada cualquiera.
- b) La Tesis pretende que las autoridades de los gobiernos locales de la zona metropolitana de Ayacucho lo utilicen al momento de implementar el sistema de tránsito para reducir el Congestionamiento vehicular en las diferentes calles de la ciudad; así como reducir el tiempo perdido por los transeúntes y conductores.
- c) Así mismo se pretende reducir la contaminación ambiental debido a que el tránsito en las vías serían más fluidas.

4.3.3. Aplicación de la Metodología Desarrollada

Debido a que la metodología indicada aún no ha sido aplicada en ciudad alguna para determinar el modo de operación en una intersección semaforizada, menciono algunas propuestas de solución en función de los parámetros analizados para mitigar la condición de congestión en la intersección estudiada. Para lo cual, se ha desarrollado 5 situaciones diferentes en las cuales se ha aplicado la metodología desarrollada. Para el efecto se ha realizado algunas consideraciones de variación en la geometría de la vía, la señalización y algunos factores de ajuste, que se presenta en la siguiente Tabla, donde se indica un resumen de las consideraciones aplicadas para mejorar el comportamiento del tránsito en la intersección.

TABLA 4.04: PROPUESTAS DE SOLUCIÓN

Simulaciones	Actual Grado Saturación	Condición	Demora	Nivel de servicio	Observaciones
Actual					
Al Este	1.454	Saturada	54.00	D	Condiciones Actuales de la intersección
Al Oeste	1.533	Saturada			
Al Sur	1.090	Saturada			
1					
Al Este	0.882	No Saturada	106.12	E	Se consideró establecer en el sentido Este-Oeste una vía compartida con fase protegida, se cambió la geometría y se logró cambios en el f_{LT}
Al Oeste	1.230	Saturada			
Al Sur	1.462	Sobre Saturada			
2					
Al Este	0.792	No Saturada	54.48	D	Se consideró incrementar la duración del ciclo partiendo del originalmente asignado, se redujo el tiempo de cambio y limpieza
Al Oeste	0.804	Saturada			
Al Sur	1.312	Saturada			

3					
Al Este	0.548	No Saturada	48.83	D	Se consideró cambiar la geometría e incrementar una vía en la Av. Mariscal Cáceres y cambiando la vía exclusiva de volteo izquierda por una compartida con fase protegida
Al Oeste	0.692	No Saturada			
Al Sur	0.902	Saturada			
4					
Al Este	0.683	No Saturada	34.86	C	Las mismas consideraciones que la simulación 3, y se reasignó el tiempo de verde
Al Oeste	0.759	No Saturada			
Al Sur	0.645	No Saturada			
5					
Al Este	0.542	No Saturada	31.66	C	Las mismas consideraciones que la simulación 4, se asignó un mayor tiempo de verde a la aproximación Norte-Sur
Al Oeste	0.746	No Saturada			
Al Sur	0.620	No Saturada			

Fuente: Datos de Campo
Elaboración Propia

4.4. OBSERVACIONES AL SISTEMA DE TRÁNSITO ACTUAL

Durante el desarrollo de la presente Tesis se podido observar algunos detalles que a mi parecer son algunos factores que directa o indirectamente influyen en el congestionamiento de las intersecciones las cuales puedo describir y posteriormente recomendar que estos factores deben de corregirse o eliminarse para que la Tesis cumpla con su objetivo:

- a) **Vehículos Estacionados.**- Se ha observado vehículos estacionados en la Av. Mariscal Cáceres y otros ocupando parte de la vía y dificultando el tránsito normal.
- b) **Estado de los Pavimentos.**- En la intersección estudiada y en las vías adyacentes, los pavimentos se encuentran en mal estado, la cual reduce la capacidad de operación vehicular, trayendo como consecuencia velocidades bajas en la vía.
- c) **Semaforización.**- En el funcionamiento de los semáforos actuales no se tiene en cuenta el tiempo de espera para reducir el congestionamiento. Así mismo, la ubicación de los semáforos no son los adecuados en muchos de ellos por lo tanto no son respetados por los conductores, ya que estos fueron colocados sin un estudio previo y sin tener en cuenta las características de la señal y la geometría vial. Por otro lado, el ciclo semafórico en cada intersección no guarda relación con los semáforos adyacentes; es decir, que entre un semáforo y el siguiente no hay continuidad en el verde por lo cual un vehículo avanza una cuadra y en el siguiente se encuentra con el semáforo en rojo, lo cual genera un nuevo congestionamiento.
- d) **Semáforos Peatonales.**- No existen semáforos peatonales en ninguna de las intersecciones estudiadas; sin embargo, de acuerdo a lo desarrollado se tiene que para su equipamiento se requiere de una cantidad mayor a 250 peatones/hora, no obstante se debe considerar en el tiempo en verde un tiempo adicional para el pase del peatón, debido a que cuando se va a cruzar una calle que está en verde, tanto el peatón como el vehículo deben de avanzar, pero cuando el vehículo va a hacer un giro ya sea a la derecha o a la izquierda, impide el paso del peatón, hasta que se le acabó el tiempo en verde. No hay uniformidad en los semáforos.

- e) **Estructura Vial.**- Algunas calles en la ciudad de Ayacucho, sobre todo las de mayor ancho de vía, como la Av. Mariscal Cáceres y las más transitadas como el Jr. Libertad, no tienen continuidad entre sí, comprobándose durante el desarrollo calles estrechas, accidentadas, con presencia de gibas o rompe muelles; Así mismo, se puede observar que en el sentido Sur-Norte de 12 vías existentes, 8 de ellas van de Sur a Norte y 4 de Norte-Sur; estando mal distribuido el sentido de las vías. No existen vías con características funciones “de paso” de modo que permitan un tránsito rápido, sin interferencias y las de circulación a baja velocidad.
- f) **Señalización.**- No existen señales de límites de velocidad, ni señalizaciones verticales u horizontales. La decisión de la utilización de los dispositivos de control en cualquier ubicación debe estar basada en un estudio de ingeniería, el que debe abarcar no solo las características de la señal y la geometría, sino también el entorno y la funcionalidad. El estudio conlleva la responsabilidad del profesional y de la autoridad respecto al riesgo que puedan causar por una mala señalización. La señalización debe ser adecuada a la importancia de la vía tanto en cantidad como en calidad y ubicación apropiada, complementado con un buen sistema de semaforización vehicular, peatonal así como para el ciclista. Analizando las iniciativas nacionales, cabe resaltar el supuesto común inicial de que el desempeño de las estrategias aplicadas actualmente por las autoridades gubernamentales está lejos de ser ideal, debido a que no se ajustan de manera apropiada a nuestra realidad.
- g) **Plan Regulador de Transporte Urbano.**- Existen 16 Empresas Operadoras de servicio de transporte público, de las cuales la totalidad de ellas circulan por el Jr. Libertad en el sentido Norte-Sur, esto por la falta de interés en la implementación de nuevas vías alternas a éste jirón, la cual genera un alto congestionamiento en horas punta. Por otro lado, también existe una cantidad desorbitante de mototaxis demostrando una ausencia de sentido común por parte de los conductores que generan caos y congestión ya sean formales o informales demostrando que sin medidas de control oportunas de índole municipal o policial la situación se torna cada vez más compleja y difícil de manejar. A esto debemos agregar que la población de la ciudad de Ayacucho todavía tiene la vieja costumbre de llevar a sus difuntos por el centro de las calles, desde cualquier punto de la ciudad hasta el cementerio, la cual congestiona el tránsito por un buen lapso de tiempo. Todo Plan Regulador de Transporte Urbano debería poner al peatón en el centro de todos sus proyectos, dándoles lugares seguros para caminar y aislarlo del tránsito pesado; no tenemos una forma eficiente para nuestro sistema de transporte hasta que se alcance una estructura permanente mejor para nuestra ciudad. Se debe tener en cuenta que la ciudad existe no por sus vías, sino por la preocupación y trabajo de los hombres que viven en ella.
- h) **Autoridades.**- Para que ésta herramienta pueda ser aprovechada en todo su potencial es necesario que las autoridades tengan una clara disposición para la inversión respecto a la infraestructura de los sistemas de control y al personal capacitado para su manejo. Esto podría favorecerse por medio de proyectos de investigación que sean financiados por los entes públicos.

CONCLUSIONES:

De acuerdo a los Objetivos planteados en la presente Tesis se puede Concluir que:

a) La Herramienta desarrollada es una buena metodología que va a ayudar en el análisis del comportamiento de las intersecciones viales urbanas, la misma que puede ser aplicada en la ciudad de Ayacucho y en cualquier parte del Perú, teniendo en cuenta las modificaciones desarrolladas en el presente trabajo de acuerdo a cada realidad. El resultado del análisis en la intersección estudiada bajo ésta metodología nos produce los siguientes indicadores:

- La Determinación de los correspondientes Niveles de Servicio (Level Of Service); así como el Control Promedio de Demora para cada aproximación y para toda la intersección.
- Relaciones Volumen – Capacidad para cada aproximación a la intersección.
- Indicadores de Operación del Sistema tales como vías e intersección.
- Así como, permite evaluar el desempeño de las Programaciones Semafóricas.

El Modelo a Aplicar es el de la General Motor, ya que todos sus modelos desarrollados se basan en el mismo principio:

Respuesta = función (Sensibilidad, Estímulo)

La *Respuesta* está siempre representada por la aceleración o desaceleración del vehículo siguiente y el *Estímulo* por la velocidad relativa entre el vehículo precedente y el vehículo siguiente. La diferencia entre los 5 modelos de la General Motors está en cómo se representa la *Sensibilidad*.

b) El Factor de Bloqueo por Transporte Público (ocasionado por las Combis y las Cúster), es un factor que mide el efecto de las paradas o servicio de las unidades del transporte público por hora. Lo interesante de los resultados obtenidos para este factor, es que ellos van a reducir el Flujo de Saturación Ideal en un valor aproximado del 30% el cual es un valor bastante alto, siempre y cuando los directamente implicados en el tema respondan a la altura de las necesidades de una ciudad que está en pleno crecimiento en el aspecto vial y de tránsito.

c) La Herramienta se aplicó en la intersección compuesta por la Avenida Mariscal Cáceres y el Jr. Libertad ya que se ha podido observar una mayor congestión vehicular en éste cruce; y tal como se aprecia en la Tabla 1.01, se observa algo muy singular, que a la fecha de la realización de la presente Tesis, la totalidad de los vehículos que prestan el servicio urbano en la ciudad de Ayacucho (379 unidades), pasan “*obligatoriamente*” por ésta intersección en el sentido “Norte-Sur”, la cual desde ya, nos indica que éste cruce está constantemente congestionado. El Jr. Libertad es la calle más congestionada de todo el sistema de tránsito de Ayacucho, por la topografía de las otras vías alternas adyacentes.

En lo que respecta a la Semaforización en las vías de la ciudad de Ayacucho, podemos concluir que No está considerado el Sistema de Ciclovía en el Sistema de Tránsito actual. Los semáforos no están sincronizados unas con otras, por lo cual se tiene una pérdida de tiempo adicional por parte de los transportistas y de los peatones. El tramo en Estudio comprende cinco (05) cuadras con siete (07) intersecciones, en la cual se

puede observar que existen semáforos en cinco de las siete intersecciones, lo cual desde ya nos indica que está por demás la ubicación de algunas de ellas, la cual se deberá de optimizar.

En cuanto a las características físicas del poblador peruano no son iguales que la del norteamericano, por lo que se efectuó un estudio para determinar la velocidad peatonal, donde se obtuvo un tiempo promedio de 1.34 m/seg. Este valor fue asumido para calcular el tiempo mínimo de verde para brindar facilidades y seguridad al cruce de los peatones en la intersección.

Finalmente, concluimos que se presentan conflictos entre automóviles en los volteos a la izquierda de la intersección, así mismo se ha podido apreciar conflictos e interferencias en el paso de los peatones y los vendedores ambulantes que estacionan sus carretillas y ubican sus canastas de venta en plena acera, obligando a los peatones a salir de ella, haciendo uso de la vía vehicular y poniendo en riesgo su integridad.

RECOMENDACIONES:

De acuerdo al Estudio realizado se recomienda:

a) Realizar Programas de Vialidad para cubrir todo un Plan Vial, la cual se sistematizará según la naturaleza de las medidas a tomar; un Plan Vial que contenga como mínimo:

- ✓ Programa de Regularización Vial;
- ✓ Programa de Ensanche de Vías;
- ✓ Programa de Remodelación o Rediseño de Vías e Intersecciones;
- ✓ Programa de Prolongación de Vías;
- ✓ Programa de Apertura de Vías Nuevas; y
- ✓ Programa de Creación de Pasos a Densivel.

Para esto, las entidades encargadas de la administración del transporte urbano (Municipalidades Provincial y Distritales del ámbito), deben considerar además, un programa de evolución de la operación del sistema de tránsito y las capacidades de nuestra infraestructura vial urbana en la ciudad de Ayacucho mediante este tipo de análisis, antes que se alcance el colapso de las intersecciones semaforizadas.

b) Efectuar otros estudios de investigación destinados a ajustar, mejorar y/o encontrar otros factores como el Factor de Ajuste por Tipo de Área y Tiempo de Servicio de Carga y Descarga de Pasajeros brindando por Combis y Cúster, de manera que sean concordantes con la realidad de nuestro parque automotor, características de tránsito e infraestructura vial, para lograr mayores precisiones en los análisis.

Esto se debe a la sobre oferta del servicio de transporte público que circula por la intersección estudiada, debiendo resaltarse además que es muy notorio por parte de los conductores de éstos vehículos el manejo imprudente y la falta de respeto a las reglas de tránsito. El resultado de estas anomalías es alto en el Flujo de Saturación Ideal y considero que está correctamente representado por el Factor de Bloqueo presentado en el presente estudio.

Se recomienda además que se deba profundizar éste y otros estudios con apoyo de especialistas para poder determinar con mayor exactitud el Real Grado de Contaminación que se está generando en las intersecciones semaforizadas.

c) Luego de Aplicado la Herramienta en la intersección indicada las propuestas son:

- ✓ Mejoramiento de los pavimentos, cambio de la carpeta asfáltica o de concreto, uso de nuevas texturas, colores y resaltos con fines específicos; Remodelar o rediseñar las vías e intersecciones la cual debe comprender la apertura, cierre, cambio de uso de las conexiones viales menores; el rediseño físico de los ejes viales como la alineación, anchos de vías, bermas, paraderos peatonales, bandas de estacionamiento, veredas, entre otros.
- ✓ Realizar un estudio de la unidireccionalidad de las vías en las zonas céntricas congestionadas en las cuales se debe considerar la restricción de giros a la izquierda y la reducción de los puntos de conflicto.
- ✓ Interconectar todas las intersecciones con la aplicación del Control Sensible al Tráfico de Intersecciones Coordinadas con la estrategia de la OLA VERDE, para lo

cual todos los semáforos deben estar en permanente funcionamiento y en óptimas condiciones.

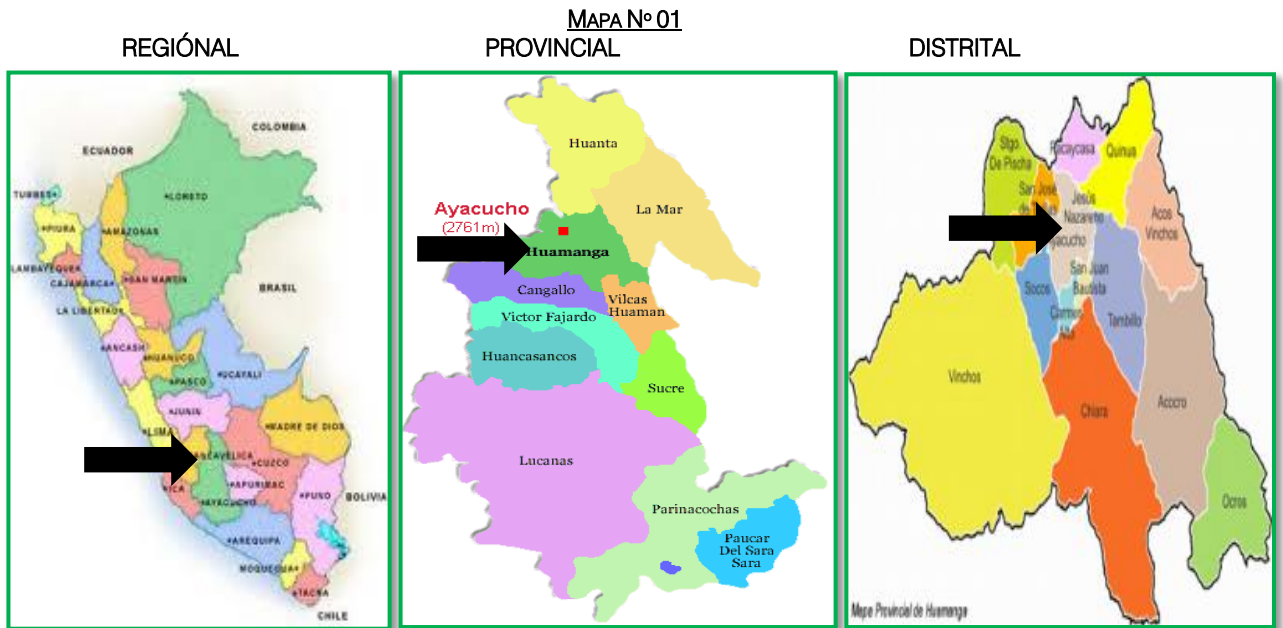
- ✓ Sincronizar los Semáforos para tener menor pérdida de tiempo, así como optimizar independientemente cada semáforo en función de la intensidad del tráfico.
- ✓ Evaluar las condiciones para la implementación del sistema de “Ciclovía” con su propia semaforización y conectarse a las demás vías previo un análisis detallado.
- ✓ Colocar “Separadores” centrales en las calles de doble sentido; además se debe rediseñar el tipo de señalización, tanto vertical (señales de advertencia, señales reglamentarias, señales informativas, como horizontal Marcas en el pavimento como flechas, pasos cebra, letreros); Agregado de tachas, ojos de gato, mejoramiento de la iluminación nocturna, implementación de rampas, entre otros.
- ✓ Implementar semáforos peatonales en los lugares recomendados, ya que de acuerdo al Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras” – MTC, se cumple el criterio de Volumen mínimo de peatones que indica: *“Si durante 8 horas de un día representativo cruzan 250 ó más peatones por hora en el cruce de mayor volumen correspondiente a la vía principal”*.
- ✓ Anular los paraderos en la Av. Mariscal Cáceres, en los cruces con el Jr. 3 Máscaras, Jr. 9 de Diciembre y Jr. Garcilazo, quedando solo en los cruces del Jr. Sol, Jr. Asamblea y Jr. Libertad; las mismas que deberán estar ubicadas a mitad de la calle y no en las esquinas.
- ✓ Reubicar a los moto taxistas a otros sectores más amplios ya que la falta de cultura vial en los conductores perjudica la normal circulación vehicular.
- ✓ Repotenciar los niveles administrativos, fiscalizadores y creativos e iniciar una campaña intensiva de Capacitación en varios niveles como capacitar a los choferes, peatones, usuarios y miembros de la policía.
- ✓ Se recomienda enviar una Copia de la Presente Tesis a la Municipalidad Provincial de Huamanga y otras municipalidades para su implementación en el menor tiempo posible.
- ✓ La Municipalidad Provincial de Huamanga y la Policía Nacional del Perú en forma coordinada deben de hacer cumplir con todo lo normado, con las diversas ordenanzas emitidas y cualquier otra norma que ayude a controlar el sistema de tránsito, acciones tales como: No permitir el estacionamiento en zonas rígidas; No permitir la carga y descarga de vehículos pesados en horario de 6:00 a.m. a 8:00 p.m.; No permitir la subida y bajada de pasajeros en paraderos no autorizados; No permitir el uso del claxon en zonas urbanas, entre otros.
- ✓ Finalmente, es necesario recomendar que las entidades relacionadas con el transporte en el Perú aprueben con fuerza de Ley, las propuestas de los manuales de diseño geométrico y señalización semafórica de tal modo que contemos con normas legalmente establecidas.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ÁLVAREZ Icaza, Luis. (2005). Simulación y control tráfico vehicular. México: UNAM.
- [2] CAL Y MAYOR, Rafael y Cárdenas Grisales, James. (2007). Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones. 8ª edición. México. Editorial Alfa omega
- [3] CLANDER R.; HERMAN E. y MONTROLL E. (1958). Traffic Dynamics: Studies in car Following Operational Research. S.I. N° 2 . p.16.
- [4] DEXTRE Q. Juan; CARRASCO, Luis Freddy. (2000). Modelo de simulación de tráfico vehicular. Trujillo, Perú: Pontificia Universidad Católica de Perú. p 3.
- [5] GIPPS P., (1981). A Behavioural car-following model for computer simulation Transportation Research. S.I. p 105
- [6] GONZÁLEZ, Juan Manuel, (2003). ¿Cómo mejorar el flujo vehicular por medio de la simulación?, El Saltillo Coahuila, México: Escuela Nacional de Optimización y Análisis Numérico.
- [7] GREENBERG H. (1959). An Analysis of Traffic Flow Operations Research. S.I. p. 63.
- [8] GREENSHIELDS, B.D. (1935). A study in highway capacity, highway research board, Proceedings.
- [9] HIGHWAY Capacity Manual 2000 (HCM 2000). Transportation Research Board (TRB). Estados Unidos de América.
- [10] JARAMILLO Ramírez, Daniel. (2005). Simulación y Control de Tráfico Vehicular por Semaforización. [En línea]. Tesis de Pre Grado. Universidad Pontificia Bolivariana - Colombia, Facultad de Ingeniería Electrónica. . [Fecha de acceso: 16 de enero del 2013]. pp. 1-139. URL disponible en: <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/co/deed.es>
- [11] LOZANO, Angélica; TORRES, Vicente; ANTÚN Juan Pablo. (2002). Tráfico vehicular en zonas urbanas. México: UNAM. p 37.
- [12] NICHOLAS J., Garber y Lester A.(2005). Ingeniería de Tránsito y Carreteras. 3ª Edición. Cengage Learning Editores S.A.
- [13] PAPAGEORGIOU M.; Ben-Akiva M.; Bottom J.; Bovy P.; Hoogendoorn S.; Hounsell N; Kotsialos A. and McDonald M. (2007). "ITS and Traffic Management".Vol. 14.Handbooks in Operations Research and Management Science.Ch. 11, pp. 715–774.
- [14] RAMÍREZ Vélez, Gonzalo A. (2004). Análisis para la Determinación del Nivel de Servicio y Demora en las Intersecciones Viales Semaforizadas. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, Facultad de Ingeniería Civil. [Fecha de acceso: Febrero del 2013]. pp. 1-175.
- [15] RODRIGUES, Attila L.; de OLIVEIRA Mario J. Continuous. (2003). Time Stochastic Models for Vehicular Traffic on Highways. Brazilian Journal of Physics. Sao Paulo; p. 374-380.
- [16] SPECIAL Report 209/HCM. (1988). Transportation Research Board National Research Council. Washington D.C.
- [17] UNDERWOOD, R. T. (1961). Speed, volumen and density relationships, quality and theory of traffic flow. Yale Bureau of Highway Traffic. S.I.; p.41.

ANEXO N° 01:

UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO.



FOTOGRAFÍA AÉREA N° 01

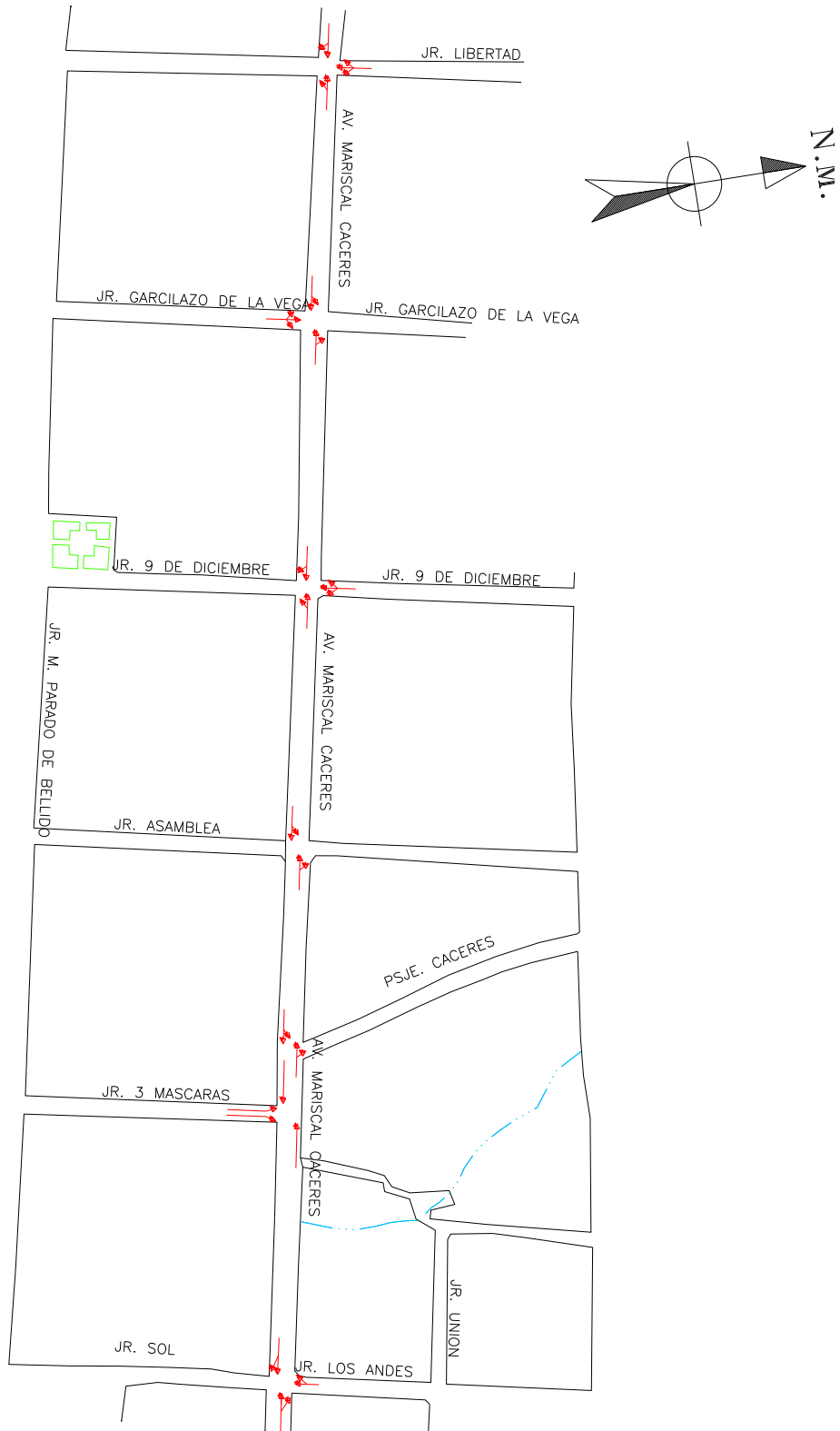


MICRO LOCALIZACIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO

FUENTE: GOOGLE EARTH (08/01/2013)

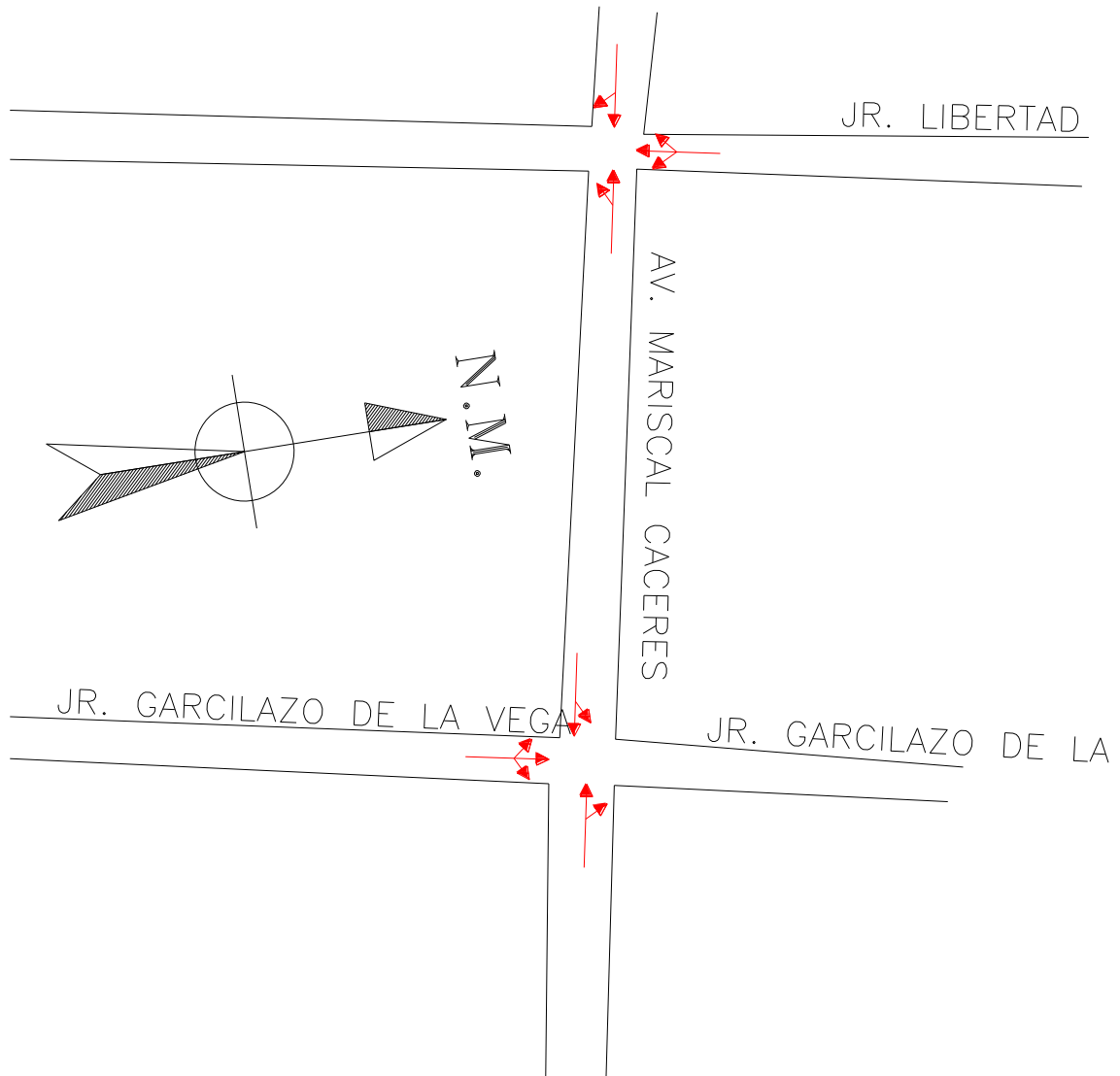
ANEXO N° 02:

CROQUIS GENERAL DE LAS SIETE INTERSECCIONES CON LOS SENTIDOS DEL TRÁFICO



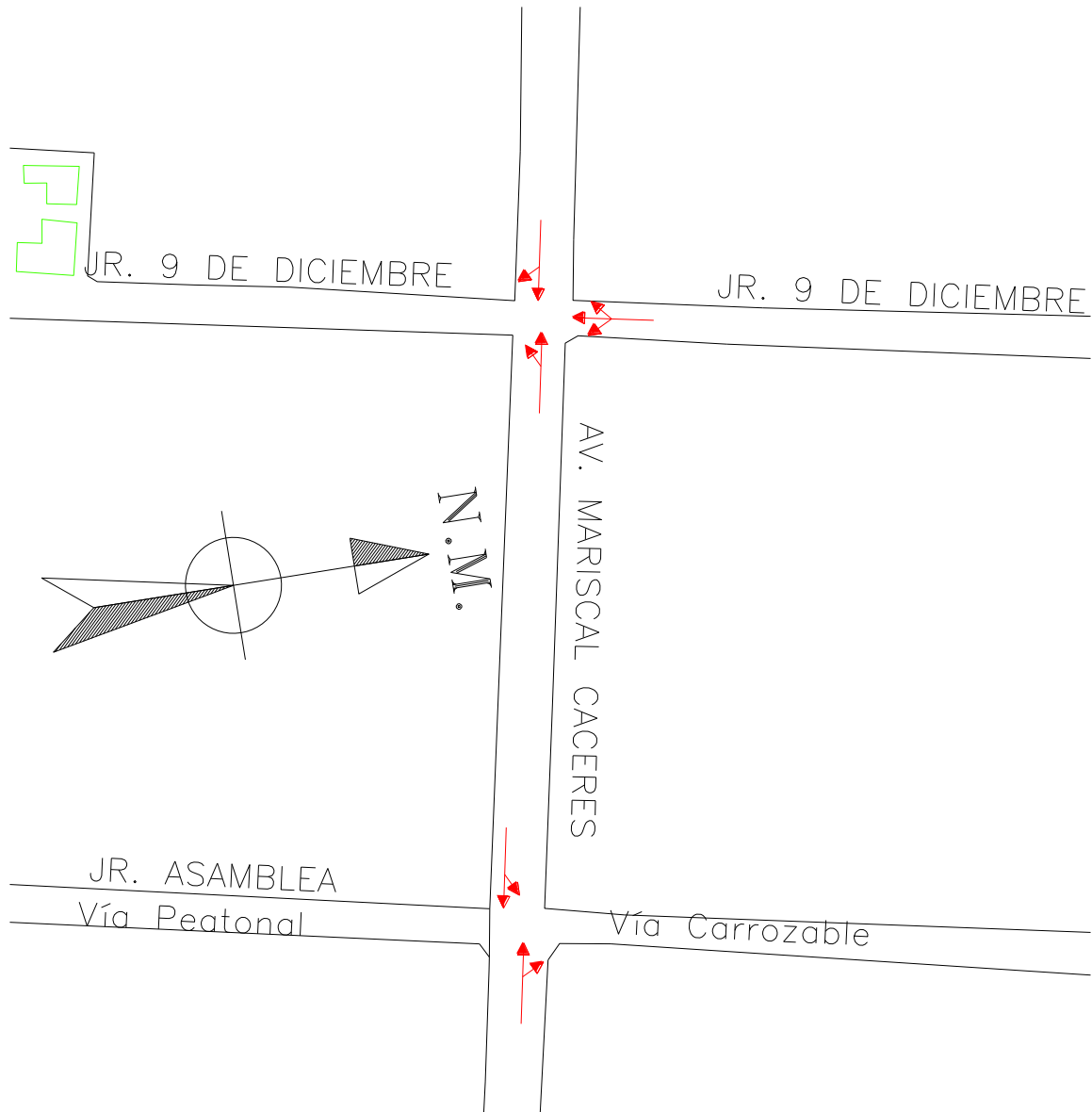
ANEXO N° 02:

CROQUIS DE LAS INTERSECCIONES DE LA
AV. MARISCAL CÁCERES CON EL JR. LIBERTAD Y JR. GARCILAZO



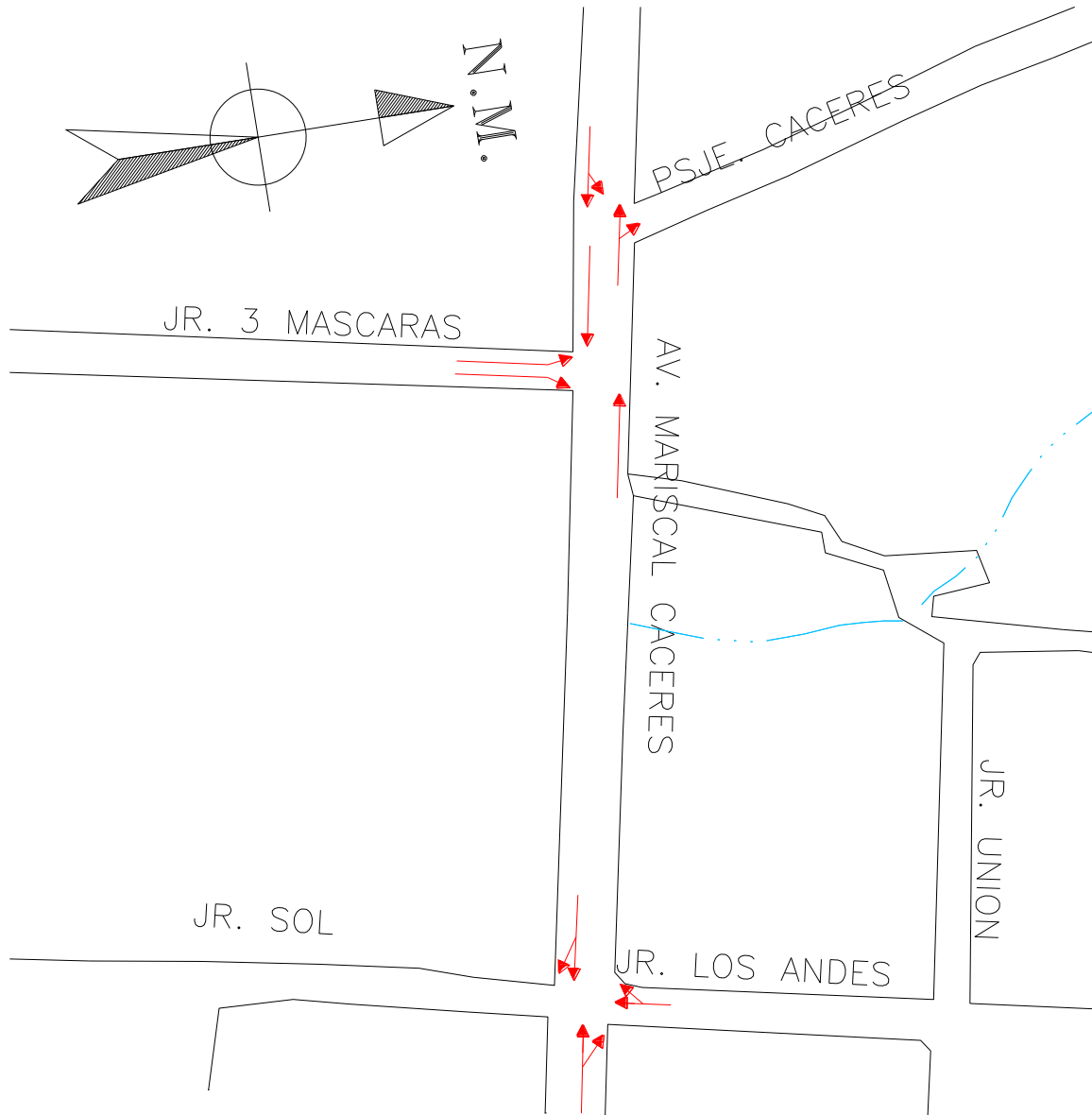
ANEXO N° 02:

CROQUIS DE LAS INTERSECCIONES DE LA
AV. MARISCAL CÁCERES CON EL JR. 9 DE DICIEMBRE Y JR. ASAMBLEA



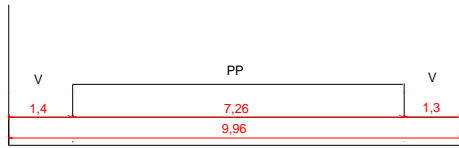
ANEXO N° 02:

CROQUIS DE LAS INTERSECCIONES DE LA
AV. MARISCAL CÁCERES CON EL PJE. CÁCERES, JR. 3 MÁSCARAS Y JR. SOL

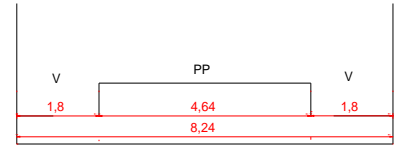


ANEXO N° 03:

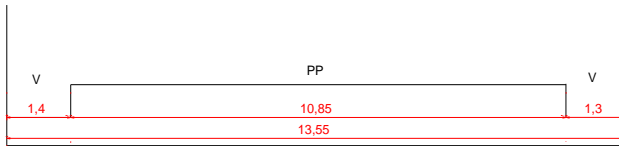
SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS CALLES EN ESTUDIO



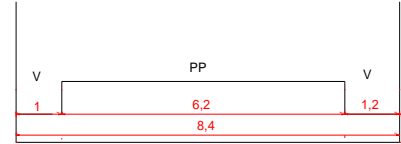
Av. Mariscal Cáceres (Altura Jr. Libertad)



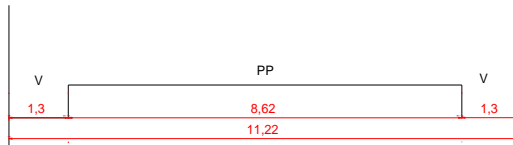
Jr. 3 Máscaras (Altura Av. Mariscal Cáceres)



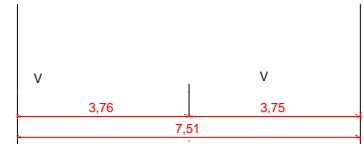
Av. Mariscal Cáceres (Altura Jr. Garcilazo de la Vega)



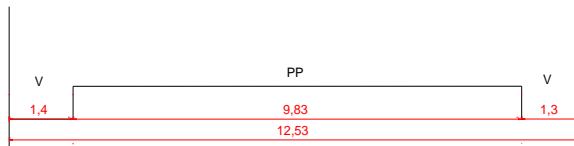
Pasaje Cáceres (Altura Av. Mariscal Cáceres)



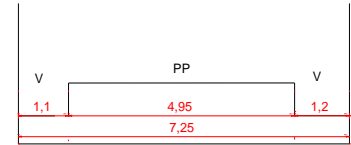
Av. Mariscal Cáceres (Altura Jr. 9 de Diciembre)



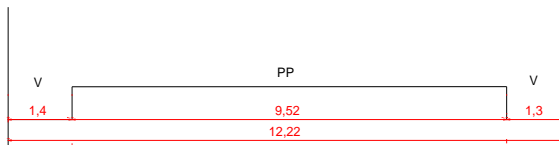
Jr. Asamblea - Peatonal (Altura Av. Mariscal Cáceres)



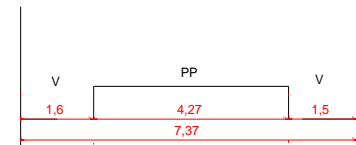
Av. Mariscal Cáceres (Altura Jr. Asamblea)



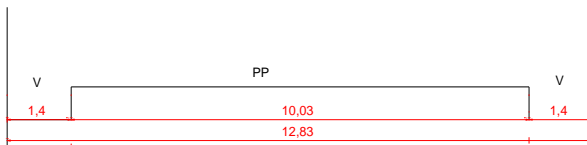
Jr. Asamblea (Altura Av. Mariscal Cáceres)



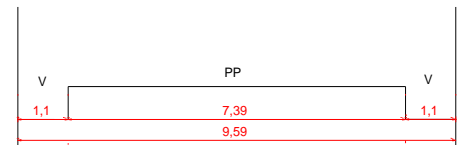
Av. Mariscal Cáceres (Altura Jr. 3 Máscaras)



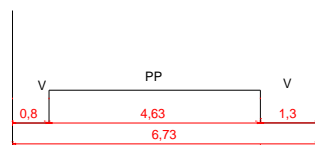
Jr. 9 de Diciembre (Altura Av. Mariscal Cáceres)



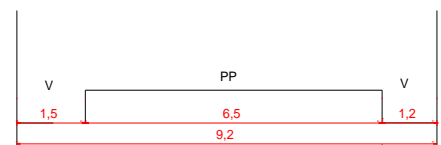
Av. Mariscal Cáceres (Altura Jr. Sol)



Jr. Garcilazo de la Vega (Altura Av. Mariscal Cáceres)



Jr. Sol (Altura Av. Mariscal Cáceres)



Jr. Libertad (Altura Av. Mariscal Cáceres)

ANEXO N° 04: PANEL FOTOGRAFICO



FOTO N° 01: VISTA AEREA DE LA CIUDAD DE AYACUCHO.



FOTO N° 02: INT. JR. 9 DE DICIEMBRE Y AV. MARISCAL CACERES
SENTIDO ÚNICO NORTE - SUR



FOTO N° 03: VISTA AV. MARISCAL CACERES Y JR. 9 DE DICIEMBRE
SENTIDO OESTE - ESTE



FOTO N° 04: VISTA AV. MARISCAL CACERES Y JR. ASAMBLEA
SENTIDO OESTE - ESTE



FOTO N° 05: VISTA JR. ASAMBLEA Y AV. MARISCAL CACERES
SENTIDO UNICO SUR – NORTE. AL FONDO SE OBSERVA LA VÍA PEATONAL.



FOTO N° 06: VISTA AV. MARISCAL CACERES Y JR. ASAMBLEA
SENTIDO OESTE – ESTE



FOTO N° 07: AV. MARISCAL CÁCERES Y JR. 3 MASCARAS
SENTIDO OESTE - ESTE



FOTO N° 08: VISTA AV. MARISCAL CÁCERES Y JR TRES MASCARAS
SENTIDO ÚNICO SUR - NORTE



FOTO N° 09: JR SOL Y AV. MARISCAL CÁCERES
SENTIDO UNICO NORTE - SUR



FOTO N° 10: VISTA JR. 9 DE DICIEMBRE Y AV. MCAL CACERES
SENTIDO NORTE – SUR
EXISTE SEMÁFORO SIN EMBARGO SE NOTA LA CONGESTIÓN



FOTO N° 11: VISTA AV. MARISCAL CACERES Y JR. GARCILAZO
SENTIDO OESTE - ESTE



FOTO N° 12: INTERSECCION JR. GARCILAZO Y AV. MARISCAL CÁCERES
SENTIDO SUR – NORTE
NO EXISTE SEMÁFORO Y SE OBSERVA EL CRUCE DE LOS VEHÍCULOS EN FORMA
DESORDENADA



FOTO N° 13: VISTA AV. MARISCAL CACERES Y JR. LIBERTAD
SENTIDO ESTE – OESTE
HAY VEHÍCULOS ESTACIONADOS



FOTO N° 14: INTERSECCION JR. LIBERTAD Y AV. MCAL. CACERES
SENTIDO ÚNICO NORTE – SUR



FOTO N° 15: VISTA JR. ASAMBLEA (SENTIDO SUR – NORTE)
OBSERVÉSE LOS VEHÍCULOS ESTACIONADOS, QUEDANDO UN SOLO CARRIL ÚTIL.



FOTO N° 16: INTERSECCION JR. ASAMBLEA Y AV. MCAL. CACERES
INICIO DE LA CALLE PEATONAL.



FOTO N° 17: VISTA DEL JR. LIBERTAD A 50 M. DEL CRUCE CON LA AV. MARISCAL CÁCERES, SENTIDO NORTE – SUR, HAY VEHÍCULOS ESTACIONADOS EN ZONA RÍGIDA



FOTO N° 18: INTERSECCION JR. LIBERTAD Y AV. MCAL. CACERES, SENTIDO ÚNICO NORTE – SUR. MOTOS ESTACIONADAS Y LOS PASAJEROS BAJAN EN CUALQUIER LUGAR.



FOTO N° 19: INTERSECCION JR. LIBERTAD Y AV. MCAL. CACERES, SENTIDO ESTE-OESTE
OBSERVÉSE LOS VEHÍCULOS ESTACIONADOS, QUEDANDO UN SOLO CARRIL ÚTIL.



FOTO N° 20: JR. LIBERTAD, UN TRICILO OBSTACULIZA EL PASE VEHICULAR, PESE A LA
PRESENCIA POLICIAL.



FOTO N° 21: JR. LIBERTAD (SENTIDO NORTE - SUR)
OBSERVÉSE EL PASO DE VEHÍCULOS PESADOS EN ZONA RESTRINGIDA.



FOTO N° 22: VEHÍCULO PESADO RECOLECTOR DE BASURA DE LA MISMA MUNICIPALIDAD
RECOLECTANDO BASURA EN HORAS DE GRAN TRÁNSITO.

ANEXO N° 05:

TABLAS

TABLA 2.07. Factor de Ajuste para anchos Promedio de Vías (f_w)

(Modificada con Estudio)

Ancho Promedio por Vía, W (m)	Factor por Ancho de Vía f_w
2.40	0.891
2.70	0.927
3.00	0.964
3.30	1.000
3.50	1.024
4.00	1.085
4.20	1.109
4.50	1.145
4.80	1.182

TABLA 2.08. Factor de Ajuste por Vehículos Pesados

Porcentaje de Vehículos Pesados, %HV	Factor de ajuste, (f_{NV})
0	1.000
2	0.980
4	0.962
6	0.943
7	0.925
10	0.909
15	0.870
20	0.833
25	0.800
30	0.769
35	0.741
40	0.714
45	0.690
50	0.667
75	0.571
100	0.500

Nota: $f_{NV} = 100 / (100 + \%HV(Et=1))$ Para $0 < \%HV < 100$, donde $Et=2.0$ veh, pesado/auto
 Fuente Cuadro Transportation Research Board-HCM/Update2000

TABLA 2.09. Factor de Ajuste por Pendiente (f_g)

Pendiente, % G		
TIPO	Porcentaje	Factor de Pendiente (f_g)
Bajando	-6 o menos	1.030
	-4	1.020
	-2	1.010
Nivel	0	1.000
Subida	+2	0.990
	+4	0.980
	+6	0.970
	+8	0.960
	+10 o mas	0.950

NOTA: (f_g) = $1 - (\%G/200)$. Para $-6 \leq \%G \leq +10$

Fuente Cuadro Transportation Research Board-HCM/Update2000

TABLA 2.10. Factor de ajuste por Estacionamiento (f_g)

N° de vías en el grupo de vías		N° de Maniobras de estacionamiento por hora, N_m				
N	N° Estac.	0	10	20	30	40
1	1.000	0.900	0.850	0.800	0.750	0.700
2	1.000	0.950	0.925	0.900	0.875	0.850
3	1.000	0.967	0.950	0.933	0.917	0.900

TABLA 2.11. Factor de ajuste por Bloqueo de Transporte Publico, f_{bb} (Modificado con estudio)

N° de vías en el grupo de vías		N° de Maniobras de estacionamiento por hora, f_{bb}				
N	0	10	20	30	40	
1	1.000	0.976	0.652	0.928	0.903	
2	1.000	0.988	0.976	0.964	0.952	
3	1.000	0.991	0.984	0.976	0.968	

TABLA 2.12. Factor de ajuste por tipo de área f_b

TIPO DE AREA	FACTOR DE TIPO DE AREA, f_b
Centro de negocios o similar	0.90
Otros tipos de área	1.00

TABLA 2.13. Factor de ajuste para volteo a la derecha (f_{RT}): Formulas

Casos 1 al 6: Vías Exclusivas / compartidas y fases protegidas/permitidas	
Proporción de volteo a la derecha en grupo de vías=1.00 $F_{RT} = 1.0 - Prt(0.135 + (PEDS/2100)(1 - Prta))$ para vías excl. Volt. Der. (casos1-3); <1.00 para vías $0.0 \leq Prt \leq 1.0$ Compartidas (Casos 4-6)	
Proporción de volteo a la derecha usando fase Protegida=1.00 para protegida - no peatones; <1.00 para $0.0 \leq Prt \leq 1.0$ Permitidos con conflicto de peatones	
Volumen (Peat/hr) de conflicto con peatones con $0.0 \leq PEATONES \leq 1700$ $F_{RT} \geq 0.05$ volteo derecha (si peat) >1700, usar 1700)	

Casos 7: Aproximación de vía simple (todo el tráfico sobre la aprox. En una vía simple)

$F_{RT} = 0.90 - Prt(0.135 + (PEDS/2100))$ $0.0 \leq Prt \leq 1.0$ $0.0 \leq PEATONES \leq 1700$ $F_{RT} = 1.00$ si $F_{RT} = 0.0$, $f_{RT} \geq 0.05$	Proporción de volteo a la derecha en grupo de vías Volumen (peat/hr) de conflicto con peatones con Volteo derecha (usar 0 si V.D. es completamente protegido)
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

RANGO DE VALORES

CASOS	P_{RT}	P_{RTA}	PEAT.	Formula Simplificada
1. Vía excl. V.D.; fase prot. V.D.	1.0	1.0	0	0.85
2. Vía excl. V.D.; fase perm. V.D.	1.0	0.0	0-1700	$0.85 - (PEAR/2100)$
3. Vía excl. V.D.; fase prot.+perm. V.D.	1.0	0-1.0	0-1700	$0.85 - (PEAT/2100)(1 - P_{RTA})$
4. Vía comp. V.D.; fase prot. V.D.	0-1.0	1.0	0	$1.0 - Prt(0.15)$
5. Vía comp. V.D.; fase perm. V.D.	0-1.0	0.0	0-1700	$1.0 - Prt(0.15 + (PEAT/2100))$
6. Vía comp. V.D.; fase prot.+perm. V.D.	0-1.0	0-1.0	0-1700	$1.0 - Prt(0.15 + (PEAT/2100))(1 - Prta)$
7. Aproximación de vía simple	0-1.0	-	0-1700	$0.9 - (0.135 + (PEAT/2100))$

TABLA 2.14 Factores de ajuste para volteos a la izquierda (f_{LT})

CASO	TIPO DE GRUPO DE VIAS	FACTOR DE VOLTEO A LA IZQUIERDA (f_{LT})						
1	Vía exclusiva de volteo a la izq. Fase protegida	0.95						
2	Vía exclusiva de volteo a la izq. Fase protegida	Procedimiento especial, ver Tablas 3.17 y 3.19						
3	Vía exclusiva de volteo a la izq. Fase prot+perm	Aplicar caso 1 para fase protegida Aplicar caso 2 para fase permitida						
4	Vía compartida de volteo a la izq. Fase protegida	$(f_{LT}) = 1.0(1.0+0.05 (p_{LT}))$						
			0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
		Factor	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
5	Vía compartida de volteo a la izq. Fase permitida							
6	Vía compartida de volteo a la izq. Fase prot + perm.	$(f_{LT}) = (1400 - V_o) / ((1400 - V_o) + (235 + 0.435 V_o) P_{LT})$ $V_o \leq 1200$ vph $(f_{LT}) = 1 / (1 + 4.525 (P_{LT}))$ $v > 1200$ vph Donde $V_o = V_o / f_{LU}$						
		Volumen Opuesto	Proporción de volteos a la izquierda, (P_{LT})					
		V_o	0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
		0	1.00	.97	.97	.91	.88	.86
		200	1.00	.95	.90	.86	.82	.78
		400	1.00	.92	.85	.80	.75	.70
		600	1.00	.88	.79	.72	.66	.61
		800	1.00	.83	.71	.62	.55	.49
		1000	1.00	.74	.58	.48	.41	.36
		1200	1.00	.55	.38	.29	.24	.20
		≥ 1200	1.00	.52	.36	.27	.22	.18

TABLA 3.16. CÁLCULO DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD





Movim. Grupo de vías	Tipo de fase	Tasa de flujo ajustada (v)	Tasa de flujo de saturación ajustada (s)	Razón de flujo (v/s) (3)/(4)	Razón de verde (g/C)	Capacidad del grupo de vías (4)x(6)	Razón del grupo de vías (v/c) (X) (3)/(7)	Grupo de vías Critico (*)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
AL ESTE 								
AL OESTE 								
AL NORTE 								
AL SUR 								
Duración del ciclo C		$seg X_c = Y_c \times C / (C-L)$						
Tiempo perdido por ciclo		seg						
$Y_c = \text{Sum (v/s)}$								

TABLA 3.17-A: CUADRO ADICIONAL PARA VOLTEOS A LA IZQUIERDA PERMITIDOS				
Para usarse cuando la aproximación objeto a una aproximación multivía				
APROXIMACION	AL ESTE	AL OESTE	AL NORTE	AL SUR
Duración del Ciclo C				
Tiempo actual de verde para el grupo de vías, G				
Tiempo efectivo de verde para el grupo de vías, g				
Tiempo opuesto efectivo de verde para el grupo de vías, go				
Numero de vías en el grupo de vía, N				
Numero de vías opuesto en el grupo de vía, No				
Tasa de flujo ajustada de volteo a la izquierda, vLT				
Proporción de volteos a la izquierda en grupo de vías, PLT				
Tasa de flujo ajustada opuesta, vo				
Tiempo perdido para el grupo de vías, tL				
Calculo de volteos a la izquierda por ciclo: LTC = vLT C/3600				
Calculo del flujo opuesto por vía, por ciclo: volc = vo C/(3600No fLUo)				
Determinación de la razón de grupo opuesta, Rpo (tabla 9-2 o Eq. 9-7)				
Calculo de gf = G exp (-0.822 LTC ^ 0.717) = tL, gt = g				
Calculo de la razón de fila opuesta: qro = 1 Rpo (go/C) qro >= 0				
Calculo de gg usando la Ecuación 9-19, gg <= g				
Calculo de gu: gu = g - gg si gg >= gf gu = g - gf si gg < gf				
Determinación de EL † (figura 9-7)				
Cálculo de PL = PLT [1+((N-1)g(gf+ gu/EL 1 + 4.24))]				
Calculo de fmin = 2(1+PL)/g				
Calculo de fm: fm = (gFg) + (gu/g)(1/(1 + PL)(EL 1-1)) min = fmin: max = 1.00				
Calculo de fLT = (fm + 0.91 (N-1)) / N (#)				

`` para casos de aproximaciones de vías simples opuestas a aproximaciones multivía, ver referencias
 ` Si PL >= 1 para vías de volteo a la izquierda compartidas con N>1, asumir vía de volteo a la izquierda
 # Para volteos a la izquierda permitidos con múltiples vías de volteo exclusivo fLT = fm
 Fuente Cuadro Transportation Research Board-HCM/Update 2000

TABLA 3.17-B CUADRO ADICIONAL PARA VOLTEOS A LA IZQUIERDA PERMITIDOS				
Para usarse cuando la aproximación objeto esta opuesta a una aproximación de vía simple				
APROXIMACION	AL ESTE	AL OESTE	AL NORTE	AL SUR
Duración del Ciclo C				
Tiempo actual de verde para el grupo de vías, G				
Tiempo efectivo de verde para el grupo de vías, g				
Tiempo opuesto efectivo de verde para el grupo de vías, go				
Numero de vías en el grupo de vía, N				
Tasa de flujo ajustada de volteo a la izquierda, vLT				
Proporción de volteos a la izquierda en grupo de vías, PLT				
Proporción de volteos a la izquierda en el flujo opuesto; PLTo				
Tasa de flujo ajustada opuesta, vo				
Tiempo perdido para el grupo de vías, tL				
Calculo de volteos a la izquierda por ciclo: LTC = vLT C/3600				
Calculo del flujo opuesto por vía, por ciclo: volc = vo C/(3600No fLUo)				
Determinación de la razón de grupo opuesta, Rpo (tabla 9-2)				
Calculo de gf = G exp (-0.822 LTC ^ 0.717) = tL, gt = g				
Calculo de la razón de fila opuesta: qro = 1 Rpo (go/C) qro >= 0				
Calculo de gg usando la Ecuación 9-19, gg <= g				
Calculo de gu: gu = g - gg si gg >= gf gu = g - gf si gg < gf				
Determinación n = (gg - gf) / 2 n >= 0				
Determinación PTHO = n1 - PLTO				
Determinación de EL 1				
Determinación de EL2 (1 - PTHO ^ n)/PLTO EL2 >= 1.0				
Calculo de fmin = 2(1 + PLT)/g				
Calculo de gdff = max (gg - gf, 0) gdff = 0 cuando PLTO=0				
Calculo de fLT `` = fm = (gf/g) + (gdff/g) (1/(1 + PLT (EL2-1))) + (gu/g) (1/(1 + PLT (EL 1-1)). Min=fmin; max = 1.00				

`` Para casos de aproximación multivía opuesta a aproximaciones de vía simple o cuando gf > gg ver referencias.
 Fuente: Cuadro Transportation Research Board-HCM/Update 2000

TABLA 3.18 CÁLCULO DE LA DEMORA Y NIVEL DE SERVICIO SIN FILA INICIAL DE VEHICULOS

Periodo T =											
	Primer término de demora				Segundo término de la demora			Grupo de vías		Aproximación	
Movim. grupo de vías	Razón (v/c) X	Razón de verde (g/C)	Demora uniforme d1 seg/veh	Factor de ajuste Progresión PF	Capacidad del grupo de vías (c) vph	d2 término de calibración K	Incremento de demora d2 seg/veh	Demora d 4x5+8 seg/veh	Nivel de servicio	Demora d seg/veh	Nivel de servicio
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
AL ESTE											
AL OESTE											
AL NORTE											
AL SUR											

Demora en la Intersección seg/Veh Nivel de servicio en la intersección

TABLA 3.19

CUADRO ADICIONAL PARA DEMORA UNIFORME PARA VOLTEOS A LA IZQUIERDA CON FASE PRIMARIA Y SECUNDARIA					
INFORME DE ENTRADA		Al Este	Al Oeste	Al Norte	Al sur
Vol. Aj. Volteo izq. Cuadro Aj. Vol	V				
Razón v/c cuadro capacidad	X				
Intervalos de señal					
Fase primera efec. Verde	G				
Fase secundaria, intervalo verde	Gq				
(Del cuadro adic. Volt. Izq. Permitido)	gu				
Duración del ciclo, C_Rojo(C-g-gq-gu)	R				
Tasa de arribos y partidas (veh/seg)					
Arribos v/(3600(max(X 1.0)))	qa				
Fase primaria partidas: s/3600	sp				
Fase secundaria partidas: s(gq+gu)/(gux3600)	Ss				
CALCULOS					
Prot+perm	Perm+Prot				
Xpermqa(qq+gu)/ssgu	Qa(r+gq+gu)/ssgu				
Xprotqa(r+g)/spg	N/A				
CASOS:					
1 Xperm<= 1.0 y Prot<= 1.0	4 Xperm<= 1.0				
2 Xperm<= y Xprot> 1.0	5 Xperm> 1.0				
3 Xperm> 1.0 y Prot<= 1.0					
Tamaño uniforme de filas en puntos de transición					
Fila al comienzo de flecha verde	Qa				
Fila al comienzo no saturado de verde	Qu				
Fila residual	Qr				
Demora uniforme desde las filas	d1				
CASO	Qa	Qu	Qr	Fórmulas de demora	
1	qar	qagq	0	d1 = [0.50/(qaC)] [rQa + Qa*2/(sp-qa) + gqQu + Qu*2/(ss-qa)]	
2	qat	Qr + qagq	Qa -g(sp-qa)	d1 = [0.50/(qaC)] [rQa + g(Qa+Qr)+ gq(Qr+Qu) + Qu^2/(ss-qa)]	
3	Qr + qar	qagq	Qu - gu(ss-qa)	d1 = [0.50/(qaC)] [gqQu + gu(Qu+Qr) +r(Qr+Qa) + Qa^2/(sp-qa)]	
4	0	qa(r+gq)	0	d1 = [0.50/(qaC)] [(r+gq)Qu + Qu^2/(ss-qa)]	
5	Qu -gu(ss-qa)	qa(r+gq)	0	d1 = [0.50/(qaC)] [(r+gq)Qu + gu(Qu+Qa) + Qa^2/(sp-qa)]	

TABLA 3.20-A DETERMINACION DE LA RAZON DE GRUPO EN CAMPO

		PASAN AL NORTE										Total	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Duración del Ciclo (seg) 94.74	8:00												
	A	VEHICULOS PARADOS EN ROJO											
		35	34	30	42	31	45	32	37	45	29	360	
Tiempo de verde (seg) 59.24	08:15												
	A	VEHICULOS EN MOVIMIENTO QUE ARRIBAN EN VERDE											
		20	26	25	22	21	22	11	20	17	21	205	
	P =	0.363										P = Proporción de vehículos que arriban en verde	0.363
Razón de grupo Rp =		0.23											

		PASAN AL SUR										Total	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Duración del Ciclo (seg) 94.74	8:15												
	A	VEHICULOS PARADOS EN ROJO											
		60	50	48	34	58	52	49	63	67	74	555	
Tiempo de verde (seg) 59.24	08:30												
	A	VEHICULOS EN MOVIMIENTO QUE ARRIBAN EN VERDE											
		18	11	13	28	15	21	35	20	26	14	201	
	P =	0.256										P = Proporción de vehículos que arriban en verde	0.256
Razón de grupo Rp =		0.17											

TABLA 3.20-B DETERMINACION DE LA RAZON DE GRUPO EN CAMPO

		PASAN AL ESTE										Total	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Duración del Ciclo (seg) 94.74	8:30												
	A	VEHICULOS PARADOS EN ROJO											
		18	14	26	13	8	15	11	11	8	14	138	
Tiempo de verde (seg) 29.18	08:45												
	A	VEHICULOS EN MOVIMIENTO QUE ARRIBAN EN VERDE											
		7	4	5	6	6	4	5	4	3	7	51	
	P =	0.270										P = Proporción de vehículos que arriban en verde	0.270
Razón de grupo Rp =		0.08											

		PASAN AL OESTE										Total	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Duración del Ciclo (seg) 94.74	8:45												
	A	VEHICULOS PARADOS EN ROJO											
		19	20	22	25	33	24	19	17	24	26	229	
Tiempo de verde (seg) 28.38	09:00												
	A	VEHICULOS EN MOVIMIENTO QUE ARRIBAN EN VERDE											
		4	5	6	6	7	4	8	7	7	5	59	
	P =	0.205										P = Proporción de vehículos que arriban en verde	0.205
Razón de grupo Rp =		0.06											

ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

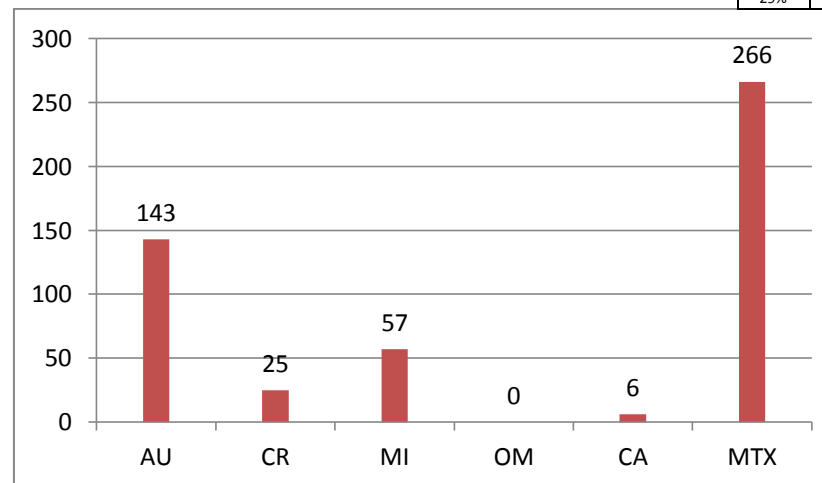
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS	
VIA: JR. 9 DE DICIEMBRE	
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO	

VIA: JR. 9 DE DICIEMBRE
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
		AU	CR	MI	OM	CA	MTX	
12:00	12:15	36	3	16	0	2	66	123
12:15	12:30	37	8	13	0	3	67	128
12:30	12:45	39	6	13	0	0	63	121
12:45	13:00	31	8	15	0	1	70	125
13:00	13:15	22	7	11	0	1	57	98
13:15	13:30	28	7	19	0	2	72	128
13:30	13:45	28	6	13	0	0	52	99
13:45	14:00	20	4	13	0	0	40	77
14:00	14:15							0
14:15	14:30							0
14:30	14:45							0
14:45	15:00							0

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA HORA						TOTAL	TOTAL UCP
		AU	CR	MI	OM	CA	MTX		
12:00	12:15	143	25	57	0	6	266	497	503
12:15	12:30	129	29	52	0	5	257	472	475
12:30	12:45	120	28	58	0	4	262	472	478
12:45	13:00	109	28	58	0	4	251	450	458
13:00	13:15	98	24	56	0	3	221	402	413
13:15	13:30								
13:30	13:45								
13:45	14:00								
14:00	14:15								

HORA PICO								TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL		
143	25	57	0	6	266	497	503	
29%	5%	11%	0%	1%	54%	100%		



ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

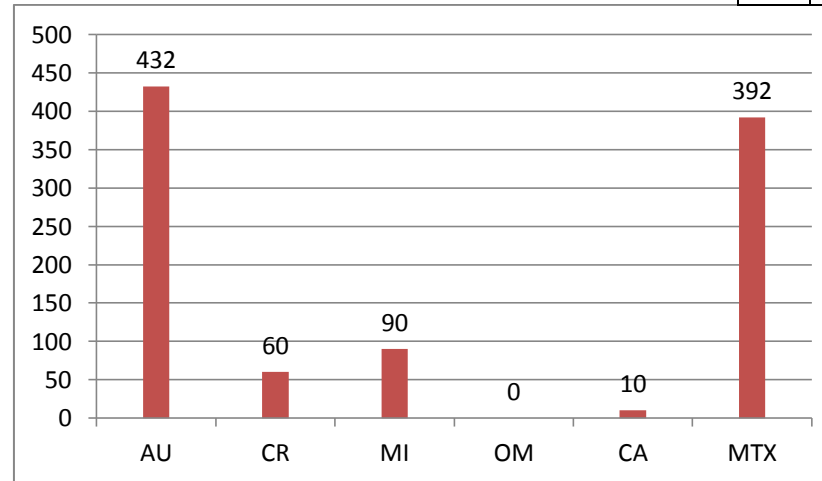
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS
VIA: JR. LIBERTAD
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO

VIA: JR. LIBERTAD
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
AU	CR	MI	OM	CA	MTX			
11:45	12:00	103	9	22	0	2	91	227
12:00	12:15	120	12	23	0	3	87	245
12:15	12:30	109	14	19	0	3	102	247
12:30	12:45	108	8	24	0	1	92	233
12:45	13:00	109	20	26	0	4	94	253
13:00	13:15	103	17	23	0	3	98	244
13:15	13:30	112	15	17	0	2	108	254
13:30	13:45	113	11	28	0	1	68	221
13:45	14:00							0
14:00	14:15							0
14:15	14:30							0
14:30	14:45							0

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA HORA						TOTAL	TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX				
11:45	12:00	440	43	88	0	9	372	952	971
12:00	12:15	446	54	92	0	11	375	978	1006
12:15	12:30	429	59	92	0	11	386	977	1004
12:30	12:45	432	60	90	0	10	392	984	1006
12:45	13:00	437	63	94	0	10	368	972	1005
13:00	13:15								
13:15	13:30								
13:30	13:45								
13:45	14:00								

HORA PICO								TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL		
432	60	90	0	10	392	984	1006	
44%	6%	9%	0%	1%	40%	100%		



ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

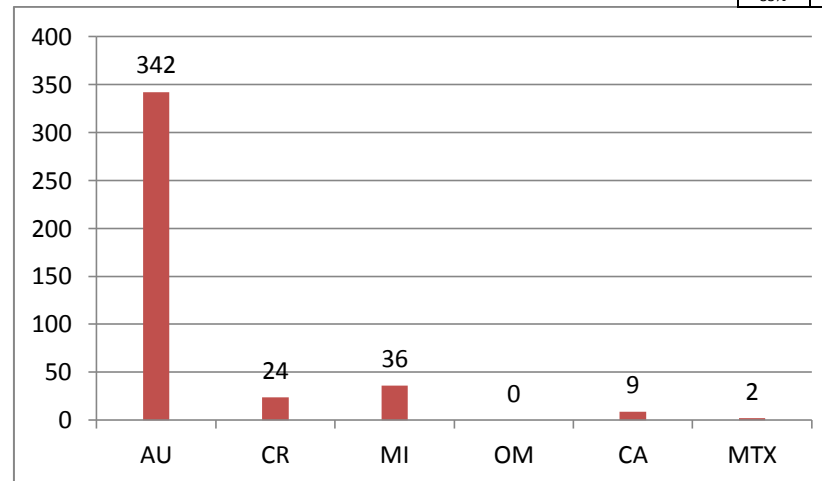
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS
VIA: JR. GARCILAZO DE LA VEGA
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO

VIA: JR. GARCILAZO DE LA VEGA
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
AU	CR	MI	OM	CA	MTX			
11:45	12:00	75	7	9	0	5	1	97
12:00	12:15	77	6	11	0	1	1	96
12:15	12:30	90	4	8	0	4	1	107
12:30	12:45	74	8	8	0	1	0	91
12:45	13:00	101	6	9	0	3	0	119
13:00	13:15	75	5	7	0	3	0	90
13:15	13:30	69	5	9	0	2	2	87
13:30	13:45	78	3	9	0	2	2	94
13:45	14:00							
14:00	14:15							
14:15	14:30							
14:30	14:45							

HORA		AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL	TOTAL UCP
11:45	12:00	316	25	0	11	3	3	391	449
12:00	12:15	342	24	0	9	2	2	413	468
12:15	12:30	340	23	0	11	1	1	407	461
12:30	12:45	319	24	0	9	2	2	387	439
12:45	13:00	323	19	0	10	4	4	390	443
13:00	13:15								
13:15	13:30								
13:30	13:45								
13:45	14:00								

HORA PICO								TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL		
342	25	36	0	9	2	413	468	
83%	6%	9%	0%	2%	0%	100%		



ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

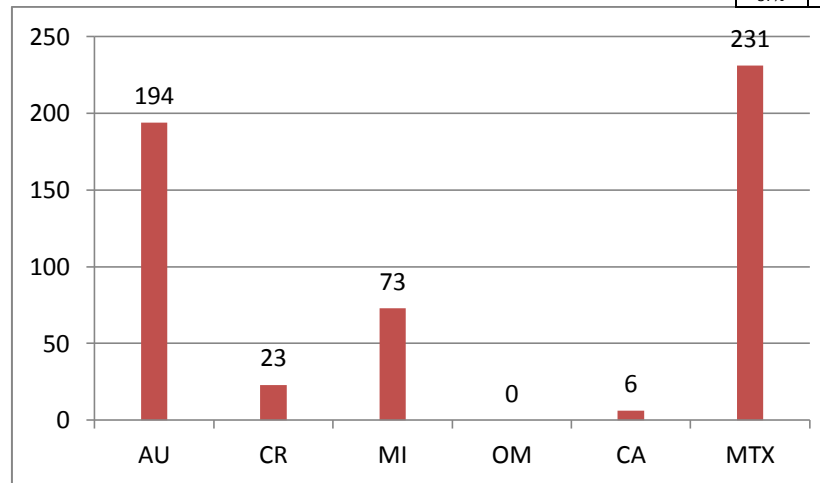
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS	
VIA: JR. 3 MASCARAS	
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO	

VIA: JR. 3 MASCARAS
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
AU	CR	MI	OM	CA	MTX			
11:45	12:00	43	7	25	0	0	57	132
12:00	12:15	43	9	19	0	0	50	121
12:15	12:30	41	10	23	0	1	65	140
12:30	12:45	41	7	11	0	2	61	122
12:45	13:00	48	4	17	0	3	59	131
13:00	13:15	45	8	21	0	0	50	124
13:15	13:30	57	4	18	0	1	59	139
13:30	13:45	44	7	17	0	2	63	133
13:45	14:00							
14:00	14:15							
14:15	14:30							
14:30	14:45							

HORA		AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL	TOTAL UCP
11:45	12:00	168	33	78	0	3	233	515	548
12:00	12:15	173	30	70	0	6	235	514	542
12:15	12:30	175	29	72	0	6	235	517	547
12:30	12:45	191	23	67	0	6	229	516	541
12:45	13:00	194	23	73	0	6	231	527	557
13:00	13:15								
13:15	13:30								
13:30	13:45								
13:45	14:00								

HORA PICO								TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL		
194	23	73	0	6	231	527		557
37%	4%	14%	0%	1%	44%	100%		



ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

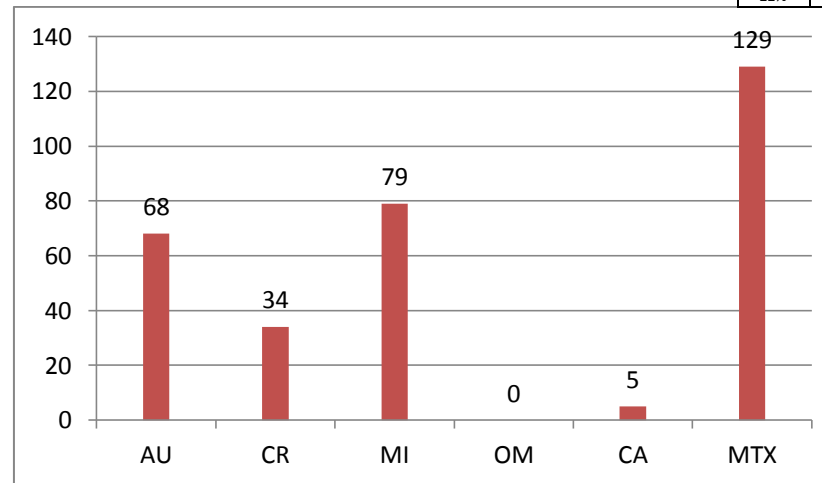
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS
VIA: AV MARISCAL CACERES – TRAMO JR. ASAMBLEA Y JR. 9 DE DICIEMBRE
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO

VIA: AV. MARISCAL CACERES
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
		AU	CR	MI	OM	CA	MTX	
7:30	7:45	18	7	22	0	0	18	65
7:45	8:00	17	7	20	0	2	24	70
8:00	8:15	17	9	19	0	0	38	83
8:15	8:30	20	9	21	0	3	38	91
8:30	8:45	11	9	16	0	1	26	63
8:45	9:00	17	7	23	0	1	28	76
9:00	9:15	20	9	19	0	0	37	85
9:15	9:30	26	10	22	0	0	28	86
9:30	9:45							
9:45	10:00							
10:00	10:15							
10:15	10:30							

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA HORA						TOTAL	TOTAL UCP
		AU	CR	MI	OM	CA	MTX		
7:30	7:45	72	32	82	0	5	118	309	377
7:45	8:00	65	34	76	0	6	126	307	369
8:00	8:15	65	34	79	0	5	130	313	376
8:15	8:30	68	34	79	0	5	129	315	378
8:30	8:45	74	35	80	0	2	119	310	372
8:45	9:00								
9:00	9:15								
9:15	9:30								
9:30	9:45								

HORA PICO								TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL		
68	43	79	0	5	129	315	378	
22%	11%	25%	0%	2%	41%	100%		



ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

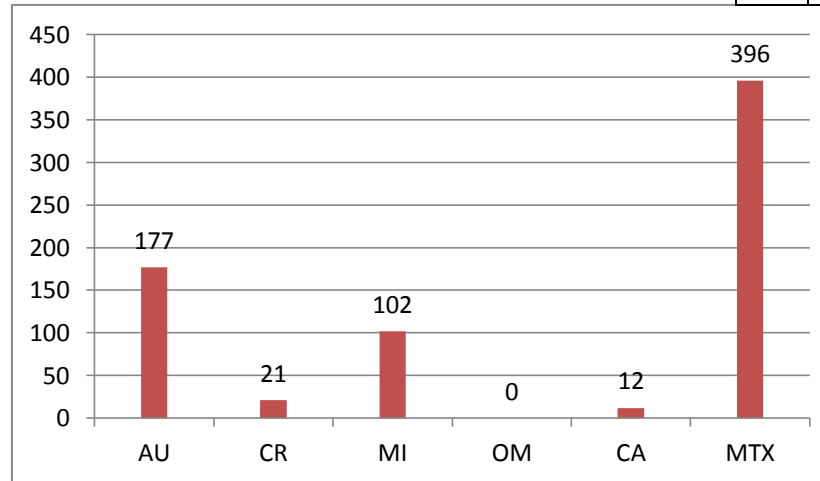
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS
VIA: AV. MARISCAL CACERES – TRAMO JR. GARCILAZO Y JR. LIBERTAD
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO

VIA: AV. MARISCAL CACERES
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
		AU	CR	MI	OM	CA	MTX	
7:30	7:45	35	10	29	3	3	83	163
7:45	8:00	46	9	22	2	5	93	177
8:00	8:15	41	12	23	2	2	76	156
8:15	8:30	39	11	22	1	2	90	165
8:30	8:45	42	4	22	0	2	104	174
8:45	9:00	39	7	31	0	4	102	183
9:00	9:15	51	10	22	0	3	93	179
9:15	9:30	45	8	27	0	3	97	180
9:30	9:45							
9:45	10:00							
10:00	10:15							
10:15	10:30							

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA HORA						TOTAL	TOTAL UCP
		AU	CR	MI	OM	CA	MTX		
7:30	7:45	161	42	96	8	12	342	661	716
7:45	8:00	168	36	89	5	11	363	672	706
8:00	8:15	131	34	98	3	10	372	678	713
8:15	8:30	171	32	97	1	11	389	701	727
8:30	8:45	177	21	102	0	12	396	708	234
8:45	9:00								
9:00	9:15								
9:15	9:30								
9:30	9:45								

HORA PICO							TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL	
177	21	102	0	12	396	708	734
25%	3%	14%	0%	2%	56%	100%	



ANEXO N° 06:

CUADRO DE CONTEO DE VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS

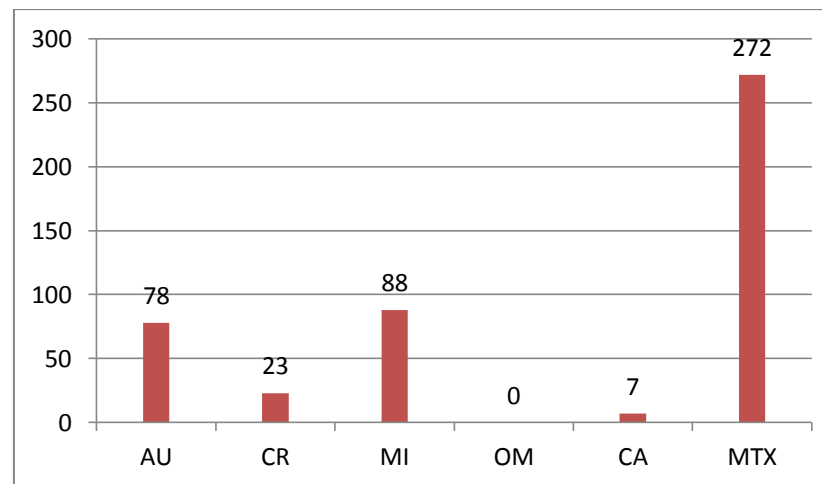
VOLUMENES VEHICULARES CLASIFICADOS
VIA: JR. ASAMBLEA
PROVINCIA DE HUAMANGA – DEPARTAMENTO DE AYACUCHO

VIA: JR. ASAMBLEA
 FECHA: 10 DE JULIO DEL 2013
 DIA: MIERCOLES

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA 15 MINUTOS						TOTAL
AU	CR	MI	OM	CA	MTX			
7:30	7:45	15	5	22	0	2	67	111
7:45	8:00	21	6	23	0	0	57	107
8:00	8:15	10	7	22	0	2	65	96
8:15	8:30	19	7	22	0	3	82	133
8:30	8:45	16	7	19	0	1	65	108
8:45	9:00	21	5	25	0	2	65	118
9:00	9:15	22	4	22	0	1	60	109
9:15	9:30	16	8	19	0	3	78	124
9:30	9:45							
9:45	10:00							
10:00	10:15							
10:15	10:30							

HORA		FLUJOS VEHICULARES CADA HORA						TOTAL	TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX				
7:30	7:45	65	25	89	0	7	261	447	488
7:45	8:00	66	27	86	0	6	259	444	481
8:00	8:15	66	26	88	0	8	267	455	495
8:15	8:30	78	23	88	0	7	272	468	504
8:30	8:45	75	24	85	0	7	268	459	494
8:45	9:00								
9:00	9:15								
9:15	9:30								
9:30	9:45								

HORA PICO								TOTAL UCP
AU	CR	MI	OM	CA	MTX	TOTAL		
78	23	88	0	7	272	468		504
17%	5%	19%	0%	1%	58%	100%		



ANEXO N° 07:

SECCIONES VIALES EXISTENTES EN LAS PRINCIPALES VÍAS DE LA CIUDAD DE AYACUCHO

N°	Jr.	VÍA	ALTURA	VEREDA	JARDÍN ESTAC	PISTA PRINCIPAL	SEPARADOR CENTRAL	SEPARADOR LATERAL	VEREDA	TOTAL
1	Jr.	2 DE MAYO	SAN MARTIN	2.40		3.50	NO	NO	2.30	8.20
2	Jr.	2 DE MAYO	VIVANCO	1.25		4.70	NO	NO	1.10	7.05
3	Jr.	28 DE JULIO	SAN JUAN DE DIOS	1.30		5.70	NO	NO	1.90	8.90
4	Jr.	28 DE JULIO	VIVANCO	1.20	4.90	6.60	NO	NO	1.60	14.30
5	Jr.	28 DE JULIO	CALLAO			9.70	NO	NO		14.30
6	Jr.	28 DE JULIO	SAN MARTIN			7.70	NO	NO		7.70
7	Jr.	3 MASCARAS	VIVANCO	1.30		6.00	NO	NO	1.30	8.60
8	Jr.	3 MASCARAS	AREQUIPA	2.30		4.00	NO	NO	2.30	8.60
9	Jr.	9 DE DICIEMBRE	MARISCAL CACERES	1.60		5.15	NO	NO	1.80	8.55
10	Jr.	AREQUIPA	3 MASCARAS	2.30		3.50	NO	NO	2.44	8.24
11	Jr.	AREQUIPA	28 DE JULIO		4.90	9.45	NO	NO		14.35
12	Jr.	AREQUIPA	2 DE MAYO	2.30		3.45	NO	NO	2.30	8.05
13	Jr.	ASAMBLEA	MANCO CAPAC	2.30		8.50	NO	NO	1.70	12.50
14	Jr.	ASAMBLEA	MARISCAL CACERES	4.45			NO	NO	4.40	8.85
15	Jr.	ASAMBLEA	MARIA P. BELLIDO			8.45	NO	NO		8.45
16	Jr.	ASAMBLEA	AREQUIPA			12.55	NO	NO		12.55
17	Jr.	CALLAO	LIBERTAD	1.20		1.55	NO	NO	1.00	3.75
18	Jr.	CALLAO	GRAU	1.30		5.10	NO	NO	1.50	7.90
19	Jr.	CALLAO	28 DE JULIO	2.20		3.50	NO	NO	2.45	8.15
20	Jr.	CALLAO	9 DE DICIEMBRE		4.80	9.00	NO	NO		13.80
21	Jr.	CHORRO	RAYMONDI	1.10		5.40	NO	NO	0.80	7.30
22	Jr.	CHORRO	GRAU	0.75		6.25	NO	NO	0.95	7.95
23	Jr.	CORCOBADO	2 DE MAYO			4.00	NO	NO		4.00
24	Jr.	CUZCO	SOL	1.40		5.80	NO	NO	1.30	8.50
25	Jr.	CUZCO	ASAMBLEA	2.00		3.50	NO	NO	2.00	7.50
26	Jr.	PIZARRO	SAN MARTIN	6.80		6.40	NO	NO	1.10	14.30
27	Jr.	GRAU	CHORRO	1.10		5.60	NO	NO	1.50	8.20
28	Jr.	GRAU	VIVANCO	1.50		8.60	NO	NO	1.50	11.60
29	Jr.	GRAU	VIVANCO	1.60		5.50	NO	NO	1.30	8.40
30	Jr.	ITANA	2 DE MAYO	0.50		4.45	NO	NO	0.50	5.45
31	Jr.	LIBERTAD	CALLAO	1.20		4.40	NO	NO	1.30	6.90
32	Jr.	LIBERTAD	MARISCAL CACERES	1.50		6.00	NO	NO	1.20	8.70
33	Jr.	LIBERTAD	MANCO CAPAC	2.00		8.80	NO	NO	2.00	12.80
34	Jr.	LIMA	SUCRE	1.30		6.40	NO	NO	1.10	8.80
35	Jr.	LIMA	GRAU	1.20		5.15	NO	NO	1.70	8.05
36	Jr.	LIMA	28 DE JULIO	2.30		3.50	NO	NO	2.30	8.10
37	Jr.	LONDRES	3 MASCARAS	0.70		3.30	NO	NO	0.60	4.60
38	Jr.	MANCO CAPAC	LIBERTAD	1.50		10.50	NO	NO	1.20	13.20
39	Jr.	MANCO CAPAC	LIBERTAD	2.20	1.80	8.10	NO	NO	1.20	16.10
40	Jr.	MANCO CAPAC	ASAMBLEA	1.20		11.20	NO	NO	0.90	13.30
41	Jr.	MANCO CAPAC	ASAMBLEA	1.20		9.70	NO	NO	1.10	12.00
42	Jr.	MANCO CAPAC	GARCILAZO	1.15		10.10	NO	NO	1.10	12.35
43	Jr.	MANCO CAPAC	ASAMBLEA	1.15		10.60	NO	NO	0.80	12.55
44	Jr.	MANCO CAPAC	9 DE DICIEMBRE	1.45		9.15	NO	NO	1.05	11.65
45	Jr.	MARIA P. BELLIDO	LIBERTAD	1.20		8.50	NO	NO	1.40	11.10
46	Jr.	3 MASCARAS	MARISCAL CACERES	1.10		5.30	NO	NO	1.50	7.90
47	Jr.	MARIA P. BELLIDO	GARCILAZO	1.15		5.70	NO	NO	1.40	8.25
48	Jr.	MARIA P. BELLIDO	ASAMBLEA	1.20		5.75	NO	NO	1.20	8.15
49	Av.	MARISCAL CACERES	GARCILAZO	1.40		8.45	NO	NO	1.30	11.15
50	Jr.	NAZARENO	RAYMONDI	1.40		8.70	NO	NO	1.70	11.80
51	Jr.	QUINUA	LIBERTAD	2.10		6.60	NO	NO	2.10	10.80
52	Jr.	QUINUA	ASAMBLEA	1.20	1.50	9.20	NO	NO	1.20	15.87
53	Jr.	QUINUA	GARCILAZO	2.60		6.55	NO	NO	2.15	11.30
54	Jr.	QUINUA	9 DE DICIEMBRE	1.45	4.20	6.50	NO	NO	1.50	15.45
55	Jr.	QUINUA	ASAMBLEA	1.25	3.20	9.85	NO	NO	1.40	17.70
56	Jr.	SAN MARTIN	NAZARENO	1.20		5.00	NO	NO	1.40	7.60
57	Jr.	SAN MARTIN	2 DE MAYO	1.50		5.50	NO	NO	1.50	8.50
58	Jr.	SAN MARTIN	GRAU	1.35		5.70	NO	NO	1.35	8.40
59	Jr.	SOL	VIVANCO	0.80		3.20	NO	NO	6.90	10.90
60	Jr.	SOL	MARISCAL CACERES	1.30		5.20	NO	NO	1.30	7.80
61	Jr.	SUCRE	LIMA	0.80		4.30	NO	NO	1.00	6.10
62	Jr.	SUCRE	LIBERTAD	1.40		5.00	NO	NO	1.40	7.80

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA