

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
UNIDAD DE POSGRADO



**CALIBRACIÓN DE LAS FUNCIONES VOLUMEN
DEMORA: CASO REDES VIALES PRINCIPALES DE LA
CIUDAD DE AYACUCHO.**

TESIS

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

ELABORADO POR

HEMERSON LIZARBE ALARCÓN

ASESOR

M.Sc. ING. RÓMULO CHINCHAY ROMERO

LIMA-PERÚ

2015

DEDICATORIA

A Dios por haberme dado la vida y la sabiduría para poder concluir con éxito mi carrera.

A mi madre Hermila Alarcón Ichaccaya. Por el amor, apoyo y sacrificio brindado durante toda mi vida y mi carrera.

A mi padre Saturnino Lizarbe Báez. Por el ejemplo de perseverancia y lucha de vida.

A mis hermanos Faustina, Miguel, Wilber, Diana por su ejemplo de progreso, habilidad, sencillez y amistad.

A mi novia Yolanda Huaraya Flores. Por su paciencia, amor y apoyo brindado.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco especialmente al M.Sc. Ing. Rómulo Chinchay Romero asesor de la tesis, al Dr. José Carlos Matías León, al Dr. Fernando Castro Aragón y a la M.Sc. Ing. Rocio Espinoza Ventura, por haberme acompañado, ayudado y dirigido a lo largo de todo el proceso, siendo una continua fuente de motivación. A quienes considero mis maestros, admiro como personas y los tengo como ejemplo de dedicación a la investigación.

A mis compañeros de la Maestría dictada en la ciudad de Ayacucho: Manuel, Cristian, Edmundo, Adolfo, Darwin, Renán, Juan, Ulises, a todos que siempre me han estado alentando en mi labor.

A toda mi familia, la cual siempre me ha brindado ayuda y un constante estímulo en mi labor, habiendo sabido siempre perdonar el gran tiempo de dedicación que les he sustraído para la realización de esta tesis.

A Yolanda por todo su apoyo, compañía y paciencia a la hora de hacer esta tesis. Por todas las sonrisas que me produce y por todos los momentos bonitos que compartimos.

A mis amigos y a las personas que creen en mí.

Y por supuesto, a Dios.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

PORTADA	i
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	xi
ÍNDICE DE SIGLAS Y ABREVIATURAS UTILIZADAS	xiv
RESUMEN	xvi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.	2
1.1 Antecedentes bibliográficos.	2
1.2 Descripción de la realidad problemática	3
1.3 Formulación del problema.....	3
1.3.1 Problema general.....	3
1.3.2 Problemas específicos	3
1.4 Justificación e importancia de la investigación	3
1.4.1 Justificación.....	3
1.4.2 Importancia.....	4
1.5 Objetivos.....	4
1.5.1 Objetivos generales	4
1.5.2 Objetivos específicos.....	4
1.6 Hipótesis	4
1.6.1 Hipótesis generales.....	4
1.6.2 Hipótesis específicos.....	4
1.7 Variables e indicadores.....	5
1.7.1 Independientes X:.....	5
1.7.2 Dependientes Y:	5

1.8	Unidad de análisis.....	5
1.9	Tipo y nivel de investigación.....	5
1.9.1	Tipo de investigación	5
1.9.2	Nivel de investigación	5
1.10	Periodo de análisis	6
1.11	Fuentes de información e instrumentos utilizados.....	6
1.11.1	Fuentes de información	6
1.11.1.1	Fuentes primarias	6
1.11.1.2	Fuentes secundarias	6
1.11.2	Instrumentos utilizados	6
1.12	Técnicas de recolección y procesamiento de datos	7
1.12.1	Técnicas de recolección	7
1.12.1.1	Longitud de las vías	7
1.12.1.2	Aforos vehiculares	7
1.12.1.3	Medida de velocidades.....	7
1.12.2	Procesamiento de datos.....	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y MARCO CONCEPTUAL.....		8
2.1	Consideraciones Generales.....	8
2.2	Proceso de planificación del transporte.....	8
2.2.1	Recopilación de datos.....	9
2.2.2	Análisis y ajuste de modelos.....	9
2.3	Modelos de planificación del transporte.....	10
2.4	Modelos de asignación de tráfico.....	10
2.4.1	Primer principio: Equilibrio del usuario.....	11
2.4.2	Segundo principio: Óptimo del sistema	13
2.4.3	Clasificación de los modelos de asignación de tráfico.....	14
2.4.3.1	Modelos estáticos de asignación de tráfico.....	14
a.	Modelos de asignación determinista	15
b.	Modelos de asignación estocástica.....	15
2.4.3.2	Modelos dinámicos de asignación de tráfico	15
2.4.4	Modelos de estimación de viajes en las vías	16

2.4.4.1	Función tipo BPR (Bureau of Public Roads).....	20
2.4.4.2	Función tipo Cónica.....	25
2.4.4.3	Modelo de singapur	28
2.4.4.4	Modelo Skabardonis-Dowling.....	28
2.4.4.5	Fórmula Highway Capacity Manual (HCM).....	29
2.5	Modelo de asignación: transporte privado.....	31
2.5.1	Todo o nada.....	31
2.5.2	Stoch.....	31
2.5.3	Restricción de capacidad.....	31
2.5.4	Incremental.....	31
2.5.5	Equilibrio de usuario	32
2.5.6	Equilibrium Lohse.....	32
2.5.7	Equilibrio de usuario estocástico.....	32
2.5.8	Sistema óptimo.....	32
2.5.9	Dinámica	32
2.6	Prueba t de Student para muestras relacionadas.....	33
2.6.1	Región crítica y región de aceptación	33
CAPÍTULO III: DESARROLLO DEL TRABAJO DE LA TESIS.....		34
3.1	Formulación del modelo.....	34
3.2	Metodología del proceso de calibración.....	35
3.2.1	Longitudes de los tramos.....	38
3.2.2	Tiempo	38
3.2.3	Velocidad	38
3.2.3.1	Tipos de velocidad	39
a.	Velocidad de operación.....	39
b.	Velocidad de diseño.	39
c.	Velocidad límite legal.	39
3.2.3.2	Métodos de medición de velocidades	41
a.	Método de placas.....	41
b.	Método del vehículo flotante	41
3.2.4	Volumen o flujo vehicular.....	43

3.2.5	Capacidad vial	44
3.2.5.1	Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i $(v/c)_i$	45
3.2.5.2	Factor de distribución direccional f_d	46
3.2.5.3	Factor de ajuste por carriles y bermas angostos f_w	47
3.2.5.4	Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}	48
3.2.5.5	Factor de ajuste por condición del entorno, f_A	49
3.2.5.6	Conversión de la capacidad horaria en capacidad diaria	49
3.3	Cálculo de los parámetros de α y β	50
3.3.1	Solución Número 1, haciendo uso de valores aproximados.....	50
3.3.2	Solución Número 2, haciendo uso de solución matricial	51
3.4	Diagnóstico del sistema actual del transporte público.....	53
3.4.1	Área y ámbito de estudio.....	53
3.4.2	Modos de transporte en el área de estudio.	54
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN Y CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS		56
4.1	Resultados del trabajo en campo.	56
4.1.1	Lugar	56
4.1.1.1	Vías Expresas.....	58
4.1.1.2	Vías Arteriales.	59
4.1.1.3	Vías Colectoras	63
4.1.1.4	Vías Locales.....	66
4.1.2	Hora.....	69
4.1.3	Personal	69
4.1.4	Tamaño de las muestras	70
4.1.5	Velocidades.	71
4.2	Resultados del proceso de calibración.....	73
4.2.1	Comparación de resultados.	73
4.2.2	Validación de resultados.	82
4.3	Contrastación de hipótesis.	85
4.3.1	Contraste de hipótesis específica (1).....	85
4.3.2	Contraste de hipótesis específica (2):.....	88

4.4 Aportes de la presente tesis	90
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	93
Conclusiones	93
Recomendaciones	94
REFERENCIAS	95
ANEXOS	99
Anexo A-01, cálculo de los valores de α y β , para vías arteriales.....	100
Anexo A-02, cálculo de los valores de α y β , para vías colectoras	113
Anexo A-03, cálculo de los valores de α y β , para vías locales.....	126
Anexo A-04, contraste de hipótesis específica 1, para vías arteriales.....	139
Anexo A-05, contraste de hipótesis específica 1, para vías colectoras.....	142
Anexo A-06, contraste de hipótesis específica 1, para vías locales.....	145
Anexo A-07, contraste de hipótesis específica 2, para vías arteriales.....	148
Anexo A-08, contraste de hipótesis específica 2, para vías colectoras.....	149
Anexo A-09, contraste de hipótesis específica 2, para vías locales.....	150

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores de α y β de la función BPR para autopistas y carreteras de varios carriles. Fuente: (HCM, 2000).	23
Tabla 2 Valores de α y β de la función BPR para vías arteriales. Fuente: (HCM, 2000).	23
Tabla 3 Valores de α y β de la función BPR dados por Highway Capacity Manual Fuente:(HCM, 1985)	24
Tabla 4 Valores de α y β de la función BPR del Plan Maestro de transporte urbano de Lima y Callao Fuente:(JICA, 2005)	24
Tabla 5 Valores de α y β desarrollado por el Consorcio SIGMA GP – LOGIT. Fuente: (SIGMA GP LOGIT, 2010).	25
Tabla 6 Valores de α para la función tipo Cónica. Honolulu High-Capacity Transit Corridor Project. Fuente: (Honolulu, 2009)	26
Tabla 7 Valores de α para la función tipo Cónica. Fuente: (HCM, 1985, p. 14).	26
Tabla 8 Modos de transporte representativos. Fuente: (MTC, 2010)	35
Tabla 9 Vehículos Equivalentes V_{eq} . Fuente: (JICA, 2005).	37
Tabla 10 Tamaño mínimo aproximado de la muestra necesario para estudios de tiempos de recorrido y demoras. Con un nivel de confiabilidad del 95.0 %. Fuente: (CTLC, 2003)	38
Tabla 11 Proyecto de Normas y estándares de diseño para vías urbanas, Julio 1987. Fuente: (JICA, 2005)	39
Tabla 12 Velocidades máximas según Reglamento Nacional de Tránsito. Fuente: (RNT, 2009).	40
Tabla 13 Relación $(v/c)_i$ en función del terreno y la zonas de no pasar. Fuente: (HCM, 2000)	45
Tabla 14 Relación $(v/c)_i$ en función del terreno y la velocidad. Fuente: (BCEOM-GMI-WSA, 2005).	46
Tabla 15 Factor de distribución direccional f_d . Fuente:(HCM, 2000)	46
Tabla 16 Secciones típicas, anchos de carril y bermas. Fuente: (HCM, 2000)	48
Tabla 17 Equivalentes para camiones y ómnibus. Fuente: (HCM, 2000)	48
Tabla 18 Capacidad diaria por tipo de carretera, terreno y fricción lateral en vehículos/día. Fuente: (BCEOM-GMI-WSA, 2005)	50
Tabla 19 Secciones transversales de las principales vías expresas o anillo vial periférico Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	58
Tabla 20 Secciones transversales de las principales vías arteriales. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	59
Tabla 21 Secciones transversales de las principales vías colectoras. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	63
Tabla 22 Secciones transversales de las principales vías locales. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	66
Tabla 23 Porcentaje de composición vehicular en la ciudad de Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	70

Tabla 24 Tamaño de muestra tomado en campo del día lunes, entre las 7:15- 8:13 a.m. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	71
Tabla 25 Velocidad de viaje para las vías arteriales, colectoras y locales de la ciudad de Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	72
Tabla 26 Valores de α y β para la función volumen - demora tipo BPR. Fuente: Resultados de la calibración., elaboración propia.	73
Tabla 27 Valores de α para la función volumen - demora tipo Cónica. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	73
Tabla 28 Comparación de la función volumen - demora tipo BPR y Cónica. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	74
Tabla 29 Valores de los coeficientes de determinación R^2 , para la función BPR y Cónica. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	78
Tabla 30 Calibración y validación de los parámetros obtenidos. Fuente: Validación de resultados, elaboración propia.	84
Tabla 31 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de α y β sobre vías arteriales. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.	86
Tabla 32 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de α y β sobre vías colectoras. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.	87
Tabla 33 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de α y β sobre vías locales. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.	87
Tabla 34 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de volumen y capacidad vehicular sobre vías arteriales. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.	88
Tabla 35 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de volumen y capacidad vehicular sobre vías colectoras. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.	89
Tabla 36 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de volumen y capacidad vehicular sobre vías colectoras. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.	90
Tabla 37 Valores de α y β para la función volumen - demora tipo BPR y Cónica para vías urbanas de tamaño medio.	93
Tabla 38 Valores de capacidad y velocidad para vías urbanas de tamaño medio.	93

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1 Esquema del modelo secuencial de cuatro etapas. Fuente: (Ortúzar & Willumsen, 2008).....	10
Figura 2 Curvas empíricas de flujo-velocidad y flujo-demora. Fuente: (Loteró Vélez, 2010)	18
Figura 3 Curva de la función volumen-demora en un tramo típico. Fuente: (Loteró Vélez, 2010).....	18
Figura 4 Curva velocidad – flujo teórica. Fuente: (Núñez Hernández, 2010, pp. 7-10).	19
Figura 5 Gráfica de la función BPR para: $\alpha=1$ y $\beta=2,4,6,8,10,12$ para pequeñas proporciones de la relación V/C. Fuente: (Spiess, 1990).	22
Figura 6 Gráfica de la función BPR para: $\alpha=1$ y $\beta=2,4,6,8,10,12$ para grandes proporciones de la relación V/C. Fuente: (Spiess, 1990).	22
Figura 7 Funciones tiempo – demora de la Agencia de Cooperación Internacional de Japón. Fuente: (JICA, 2005).....	25
Figura 8 Gráfica de la función Cónica para $\alpha=2,4,6,8,10,12$ para pequeñas proporciones de la relación V/C. Fuente: (Spiess, 1990).....	27
Figura 9 Gráfica de la función Cónica para $\alpha=2,4,6,8,10,12$ para grandes proporciones de la relación V/C. Fuente: (Spiess, 1990).....	27
Figura 10 Metodología de calibración de transporte privado.....	35
Figura 11 Diagrama de flujo para el proceso de calibración. Fuente: (JICA, 2005).....	36
Figura 12 Medida de la velocidad. Fuente: (ITE, 1976)	40
Figura 13 Tiempos de recorrido y demoras por el método de las placas flotante. Fuente: Formato de campo, elaboración propia.	43
Figura 14 Aforo de los flujos vehiculares. Fuente: Formato de campo, elaboración propia.	44
Figura 15 Área de estudio en la ciudad de Ayacucho a curvas de nivel. Fuente: Google Maps, elaboración propia.	53
Figura 16 Modos de transporte de la ciudad de Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.	55
Figura 17 Clasificación de vías de la ciudad de Ayacucho: Arteriales, colectoras y locales. Fuente: (MPH, 2008), Google Maps, elaboración propia.	57
Figura 18 Plano general de los puntos de las secciones transversales. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.....	58
Figura 19 Corte 01: Av. J. Pérez de Cuellar y la Asoc. Los Vencedores. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	59
Figura 20 Corte 02: Vía Los Libertadores a la altura del grifo Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	59
Figura 21 Corte 03: Av. Mariscal Castilla a la altura del Puente Ejército. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	60

Figura 22 Corte 04: Av. Universitaria a la altura del Jr. Pichincha. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	60
Figura 23 Corte 05: Av. Del Ejército a la altura de la vía de Evitamiento. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	60
Figura 24 Av. Mariscal Castilla, entre la Av. Del Ejército y el Pasaje 2 de Mayo. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.....	61
Figura 25 Av. Mariscal Castilla, a la altura de la Av. Del Ejército (Punto A). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	62
Figura 26 Av. Mariscal Castilla, a la altura del Pasaje 2 de Mayo (Punto B). Fuente: Trab.de campo, elaboración propia.....	62
Figura 27 Corte 06: Av. Independencia a la altura de la Av. del Deporte. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	63
Figura 28 Corte 07: Av. Independencia a la altura de la Av. Javier Pérez de Cuellar. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	64
Figura 29 Corte 08: Av. Mariscal Cáceres a la altura del Jr. Libertad. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	64
Figura 30 Av. Independencia entre la Av. Del Deporte y el Jr. Bolívar. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.....	65
Figura 31 Av. Independencia, a la altura de la Av. Del Deporte (Punto A). Fuente: Trab. de campo, elaboración propia.....	65
Figura 32 Av. Independencia, a la altura del Jr. Bolívar (Punto B). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	66
Figura 33 Corte 09: Jr. Asamblea a la altura del Jr. Manco Cápac. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	67
Figura 34 Corte 10: Jr. Grau a la altura del Jr. Chorro. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	67
Figura 35 Corte 11: Jr. Cusco a la altura del Jr. Asamblea. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	67
Figura 36 Jr. Asamblea, entre el Jr. Manco Cápac y el Jr. Quinua. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.....	68
Figura 37 Jr. Asamblea, a la altura del Jr. Manco Cápac (Punto A). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	68
Figura 38 Jr. Asamblea, a la altura del Jr. Quinua (Punto B). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.....	69
Figura 39 Puntos de conteo vehicular y medida de velocidades para la calibración de la función volumen – demora. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.	72
Figura 40 Curva volumen - demora de la función BPR, para vías arteriales, colectoras y locales. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.....	74
Figura 41 Curva volumen - demora de la función Cónica, para vías arteriales, colectoras y locales. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.....	75

Figura 42 Función volumen-demora para la vía arterial, con capacidad menor de 1200 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	76
Figura 43 Función volumen-demora para la vía arterial, con capacidad mayor a 1200 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	76
Figura 44 Función volumen-demora para la vía colectora, con capacidad menor de 800 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	77
Figura 45 Función volumen-demora para la vía colectora, con capacidad mayor a 800 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	77
Figura 46 Función volumen-demora para la vía local, con capacidad menor de 600 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	78
Figura 47 Función volumen-demora para la vía local, con capacidad mayor a 600 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.	78
Figura 48 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función cónica para $V/C < 1$	79
Figura 49 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función cónica para $V/C > 1$	79
Figura 50 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función BPR para $V/C < 1$	80
Figura 51 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función BPR para $V/C > 1$	80
Figura 52 Comparación de los valores de α y β de vías colectoras y valores de Spiess de la función cónica para $V/C > 1$	81
Figura 53 Comparación de los valores de α y β de vías locales y los valores de Spiess de la función cónica para $V/C > 1$	81
Figura 54 Entorno gráfico del software: Cálculo de los parámetros de α y β en funciones de congestión, ingreso de tiempos de viaje.....	91
Figura 55 Cálculo de velocidades e ingreso de datos del conteo vehicular, por día y por hora pico.	91
Figura 56 Cálculo de volumen de vehículos equivalentes por hora, por día y por semana. 92	
Figura 57 Cálculo de la capacidad vehicular y valores de α y β	92

ÍNDICE DE SIGLAS Y ABREVIATURAS UTILIZADAS

- BPR : Bureau of Public Roads.
- i,j : Nodos de la red, que cuando se junten formarán los arcos.
- o,d : Nodos de origen y destino en una red.
- r : Rutas definidas en la red entre los pares de origen y destino.
- N : Conjunto de arcos.
- $t_{ij}(x_{ij})$: Tiempo de viaje en el arco ij , como función del flujo de viajes sobre el arco.
- g^{od} : Demanda de viajes del origen (o) al destino (d).
- δ_{ijr}^{od} : Parámetro de conexión entre el arco y el origen destino (toma el valor de 1 si el arco ij es parte de la ruta r que conecta al origen-destino, 0 de otro modo).
- x_{ij} : Flujo en el arco ij , expresado como cantidad de viajes a través de ij .
- f_r^{od} : Flujo en la ruta r que conecta el origen (o) y el destino (d), expresado en cantidad de viajes que usan la ruta r para ir de (o) a (d).
- T_f : Tiempo de recorrido del arco.
- t_0 : Tiempo de recorrido del arco a velocidad de flujo libre (sin flujo vehicular).
- V : Volumen vehicular del arco/hora, es el flujo total del arco en estudio.
- C : Capacidad de la vía en vehículo/hora.
- α y β : Representan los patrones de desplazamiento de los usuarios de la vía.
- c : Duración de un ciclo (s).
- λ : Proporción efectiva de tiempo en luz verde (g/C).
- x : Rango de volumen capacidad.
- q : Tasa de llegada (veh/s).
- G : Tiempo efectivo en luz verde.
- PF : Factor de ajuste de la progresión.
- P : Proporción de vehículos que arriban en luz verde.
- g/C : Proporción de tiempo en luz verde disponible.

- f_{PA} : Factor de ajuste adicional para llegar al grupo en luz verde (aprox.= 1).
- T_R : Tiempo de recorrido (determinado por la clasificación de la vía y su velocidad).
- d_1 : Demora uniforme.
- PF : Factor de ajuste de la progresión.
- d_2 : Incremento de la demora.
- d_3 : Demora cola inicial.
- g : Tiempo verde efectivo para el grupo de carril.
- k : Ajuste de la demora incremental de control de accionamiento.
- I : Ajuste de la demora incremental para el filtrado.
- Sf_i : Capacidad para un nivel de servicio i .
- $(v/c)_i$: Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i .
- f_d : Factor de reducción de la capacidad por el desbalance direccional.
- f_w : Factor de reducción por carriles y bermas angostos.
- f_{HV} : Factor de reducción por la presencia de vehículos pesados.
- f_A : Factor de reducción por el entorno de la vía.
- W : Ancho de carril, máximo.
- H : Ancho de berma, máximo.
- P_T / P_B : Proporción de camiones / ómnibus en el flujo de tránsito.
- E_T / E_B : Equivalentes de camiones / ómnibus en términos de vehículos pequeños.
- M_{post} : Son las medias de los datos tomados.
- M_{pre} : Son las medias antes de los datos tomados.
- s : La desviación típica.
- R : La correlación entre ambas medidas de trabajo.
- N : El número de casos.

RESUMEN

Los fundamentos de modelación de transporte fueron desarrollados en U.S.A. durante 1950s, en Detroit y Chicago. Desde la primera vez que se usó el modelo secuencial de cuatro etapas hasta la actualidad ha permanecido sin cambios bruscos del enfoque general propuesto por Manheim, aplicándose algoritmos matemáticos implementados en programas computacionales denominados modelos de transporte o plataformas de modelación, como por ejemplo el TransCAD, para tratar de representar los movimientos de flujos de transporte en una red vial o red de rutas, lo más aproximada a la realidad, modelos que son una valiosa herramienta utilizada en los procesos de planeación del transporte, en los que se utilizan modelos matemáticos para simular el comportamiento de los flujos de transporte (vehículos) respecto a la capacidad de la oferta vial en un determinado periodo de tiempo, generalmente de una hora punta a.m., hora valle y hora punta p.m.

Esta relación viene dada por la ecuación, función volumen demora tipo BPR y Cónica

$$T_f = t_0 * \left[1 + \alpha \left(\frac{V}{C} \right)^\beta \right] \quad \text{y} \quad T_f = t_0 \left(2 + \sqrt{\alpha^2 \left(1 - \frac{V}{C} \right)^2 + \beta^2} - \alpha \left(1 - \frac{V}{C} \right) - \beta \right)$$

Dónde:

- T_f : Tiempo de recorrido del arco (tramo de red vial).
- t_0 : Tiempo de recorrido del arco a velocidad de flujo libre.
- V : Volumen vehicular del arco/hora.
- C : Capacidad de la vía en vehículo/hora/carril.
- α, β : Parámetros a estimar.

En los procesos de modelación que se vienen desarrollando en el Perú, por cuestiones de presupuesto o laboriosidad, los parámetros α y β son asumidos por defecto, sobre la base de experimentos utilizados en las ciudades de países desarrollados, en donde las prácticas de manejo de las personas son relativamente diferentes al de las personas que manejan o conducen vehículos para ciudades de tamaño medio.

Justamente, el objetivo de esta tesis es estimar los parámetros α y β , que incorporen las prácticas de manejo de la población local.

En la presente tesis, como estudio de caso se calibrarán los valores α y β de la función de congestión para las vías del tipo: Vía arterial, vía colectora y vía local, de la ciudad de Ayacucho, cuyos resultados puedan aplicarse a las funciones de los modelos de asignación con restricción de capacidad para los tipos de vías de las ciudades medias de condiciones semejantes.

ABSTRACT

The basics of transport modeling were developed in U.S.A. during 1950, in Detroit and Chicago. From the first time that sequential four-stage model was used until now has remained without abrupt changes in the general approach proposed by Manheim, applying mathematical algorithms implemented in computer programs called transport models or modeling platforms, such as example TransCAD, to try to represent the movement of transport streams on a road network or route network, as close to reality, models are a valuable tool used in the transportation planning process, in which mathematical models are used to simulate the behavior of traffic flows (vehicles) for the supply of road capacity in a given period of time, usually an Rush hour AM, Hour Valley and Rush Hour PM.

This relationship is given by the equation, BPR and Conical volume-delay functions.

$$T_f = t_0 * \left[1 + \alpha \left(\frac{V}{C} \right)^\beta \right] \quad \text{and} \quad T_f = t_0 \left(2 + \sqrt{\alpha^2 \left(1 - \frac{V}{C} \right)^2 + \beta^2} - \alpha \left(1 - \frac{V}{C} \right) - \beta \right)$$

Where:

T_f : Time travel arc (segment road network).

t_0 : Time travel arc free stream velocity.

V : Volume of vehicular arc / hour.

C : Capacity of the road vehicle / hour / lane.

α, β : Parameters to be estimated.

In modeling processes that are being developed in Peru, for budgetary or difficult, the α and β parameters are assumed by default, on the basis of experiments used in the cities of developed countries, where driving practices are relatively different than the ones observed in cities of Peru.

Precisely, the aim of this thesis is to estimate the parameters α and β , incorporating management practices for medium-sized cities.

In this thesis, as a case study the α and β values of the function for congestion tracks spanned type: Arterial road, collector road and local road, City of Ayacucho, the results can be applied to functions models with capacity constraints allocation for road types stockings cities such conditions.

INTRODUCCIÓN

El modelo de transporte ampliamente usadas en nuestro medio, es el modelo secuencial de cuatro etapas; que estudia los motivos de viajar de la población (generación de viajes), el origen y el destino de los viajes (distribución de viajes que da lugar a una matriz), en qué modos de transporte (partición modal) y la elección de las rutas o vías para su recorrido (asignación de los viajes).

En la última etapa del modelo de transporte denominado asignación, se usa actualmente el modelo de equilibrio que toma en cuenta los efectos de la congestión, el cual hace uso de las funciones volumen-demora para la elección de los caminos mínimos; estas funciones han sido desarrolladas en distintas formas, tomando en cuenta características propias que influyeran en la congestión, las cuales han sido mejoradas durante años. Siendo la más usada la función del tipo BPR (Bureau of Public Roads) y Cónica, que usan parámetros que representan a los patrones de desplazamiento de los usuarios de la vía como son los valores de α y β , que han sido obtenidos mediante el ajuste de la ecuación y los datos de las autopistas recogidos años atrás.

En el país se tienen antecedentes de calibración para las vías principales de la ciudad de Lima, mas no se tienen antecedentes de calibración en ciudades de tamaño medio y trazos urbanísticos del tipo colonial como la ciudad de Ayacucho, cuyo análisis es importante ya que, aún si la congestión puede estar presente en algunas vías de la red, es necesario simular su impacto, porque éstos suelen ser las vías donde se materializan proyectos de transporte. Es así que se plantea realizar esta tesis para la calibración de estos parámetros en la ciudad de Ayacucho y pueda generalizarse su uso para ciudades medias de condiciones semejantes.

La tesis consta de los siguientes capítulos:

En el capítulo 1, se describen los antecedentes bibliográficos, descripción de la realidad problemática, los problemas, la justificación, los objetivos, las hipótesis, las variables e indicadores, unidad de análisis, tipo y nivel de investigación, periodo de análisis, fuentes de información y técnicas de recolección, que se plantea en la presente tesis.

En el capítulo 2, se contempla el marco teórico y marco conceptual del estado del arte, donde se describen las diversas teorías, modelos y métodos actuales para la asignación del transporte y las funciones de volumen - demora.

En el capítulo 3, se considera el desarrollo del trabajo de la tesis con los materiales y métodos usados, donde se describe la metodología del proceso de calibración de los valores de α y β , además de un diagnóstico al sistema de transporte de la ciudad de Ayacucho.

En el capítulo 4, se hace un análisis a los resultados de la investigación y la contrastación de la hipótesis, presentando los resultados obtenidos de los aforos y del proceso de calibración, en los que se presentan resultados de velocidad, capacidad, además de hacer una comparación entre las funciones BPR y Cónica .

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

1.1 Antecedentes bibliográficos.

Existen dos funciones de volumen – demora ampliamente usados en el proceso del modelo de asignación del transporte privado que son la BPR - Bureau of Public Roads (BPR, 1964), y la función tipo Cónica (Spiess, 1990), usados en los procesos de asignación de los modelos de planificación del transporte, con los cuales obtenemos los tiempos de viaje en la red vial. Para el uso de la función BPR se usan parámetros de α que determina la relación de la velocidad de flujo libre con la velocidad de congestión y el parámetro β determina con qué rapidez disminuye la velocidad al aumentar la relación del volumen y la capacidad (V / C) (Visum, 2001), que el planificador asume empíricamente estos valores con la experiencia de valores usados en países como Estados Unidos con el Highway Capacity Manual (HCM, 2000), o usando los estudios especializados realizados en el Perú, que es únicamente para la ciudad de Lima, que fue el “Plan Maestro de Transporte Urbano para el área Metropolitana de Lima y Callao en la República del Perú” (JICA, 2005). Para la obtención de estos parámetros se han hecho uso de los métodos para determinar el volumen equivalente (JICA, 2005), la capacidad de las vías (HCM, 2000), haciendo uso de las Normas Peruanas (DG, 2013) y el plan intermodal de transportes del Perú del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (BCEOM-GMI-WSA, 2005).

Los trabajos de campo se realizaron con la cantidad de vehículos suficientes para su calibración (CTLIC, 2003). En tres vías principales que representen a las vías arteriales, colectoras y locales haciendo uso del “Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Ayacucho” (MPH, 2008).

1.2 Descripción de la realidad problemática

La ciudad de Ayacucho es considerada como una ciudad de tamaño medio con trazos urbanísticos del tipo colonial (calles estrechas) en el centro de la ciudad, que viene creciendo sin ninguna planificación urbana y menos vial; se siguen continuando con los mismos trazos de las vías, lo que está ocasionando la congestión vehicular en las horas pico. Además de que no cuenta con una jerarquización de vías oficial ni normas que regularicen el tránsito de los diversos modos de transporte de los vehículos.

A consecuencia de que no se han hecho ningún tipo de estudio de velocidades y tiempos de viaje en las principales vías de transporte no se ha podido sustentar los diversos proyectos de descongestión, señalización y planificación vial propuestos a la fecha.

1.3 Formulación del problema

1.3.1 Problema general

¿De qué manera la calibración de la función volumen – demora, permite medir el grado de congestión y el tiempo de recorrido del flujo vehicular en las principales vías de la ciudad de Ayacucho?

1.3.2 Problemas específicos

¿Es posible hacer uso de la función volumen – demora tipo BPR y Cónica, para vías principales en ciudades de tamaño medio y calibrar los valores de α y β ?

¿Tomar valores locales de las características operacionales de la oferta vial (flujo, velocidad, capacidad.) para todas las vías en estudio, representará mejor el comportamiento de los flujos de transporte en la red vial?

¿Es posible plantear una propuesta de calibración de la función volumen – demora, a fin de mejorar el modelo de asignación de transporte para estudios futuros del sistema de transporte para ciudades de tamaño medio?

1.4 Justificación e importancia de la investigación

1.4.1 Justificación

En esta investigación se plantea un enfoque de análisis a la calibración de la función volumen-demora, debido a que actualmente, la aplicación de los modelos de asignación de viaje de transportes, utilizan las funciones volumen-demora para la elección de los caminos mínimos, utilizando los tiempos de cada tramo de la red vial, definida por la función BPR (Bureau of Public Roads, EE.UU.) y Cónica. Cuyas constantes son obtenidos en campo excepto los parámetros de α y β que representan los patrones de desplazamiento de los

usuarios de la vía (conductores), que en nuestro país son asumidos por defecto, debido en muchos casos, a la falta de rigurosidad técnica y disponibilidad de presupuestos.

1.4.2 Importancia

Por estos motivos la presente investigación trata de estimar los valores de α y β que incorporen los comportamientos de manejo de las ciudades de tamaño medio y comportamiento semejante que permitirá analizar el tema de la congestión, tema importante ya que esta demora se puede entender como el costo adicional que un vehículo enfrenta en su operación. Es importante remarcar que el usuario también percibe este costo adicional, ya sea por demoras en su embarque o en espera al interior del vehículo.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivos generales

Identificar y calibrar las funciones de volumen - demora, a fin de medir los valores del grado de congestión y el tiempo de recorrido de las vías principales de la ciudad de Ayacucho.

1.5.2 Objetivos específicos

Usar la función volumen – demora tipo BPR y Cónica, para vías principales de la ciudad de Ayacucho y calibrar los valores de α y β de las funciones de cada tipo de vía.

Analizar, describir e interpretar los elementos de las características operacionales de la oferta vial, para cada tipo de vía, que refleje el comportamiento del flujo vehicular del sistema de transporte.

Emplear una propuesta de calibración de la función volumen – demora, a fin de mejorar el modelo de asignación para futuros estudios del sistema de transporte en ciudades de tamaño medio.

1.6 Hipótesis

1.6.1 Hipótesis generales.

La calibración de las funciones de volumen – demora, del flujo vehicular, permitirá obtener valores más aproximados para medir el grado de congestión vehicular y el tiempo de recorrido de las vías principales de la ciudad de Ayacucho.

1.6.2 Hipótesis específicos.

El uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores de α y β , son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio.

La obtención de las características operacionales de la oferta vial a partir de la información recopilada en campo para cada tipo de vía, ¿podrá representar mejor el comportamiento operacional de la red o sistema vial.

Es posible desarrollar una propuesta de calibración de la función volumen – demora, para las vías principales de las ciudades de tamaño medio de características semejantes a la ciudad de Ayacucho.

1.7 Variables e indicadores

1.7.1 Independientes X:

X₁: Volumen del flujo vehicular.

X₂: Capacidad de la vía.

X₃: Tiempo de recorrido.

X₄: demora tipo BPR.

1.7.2 Dependientes Y:

Y: Parque automotor.

1.8 Unidad de análisis

Las unidades de análisis con las que se han trabajado son todos los vehículos que circulan en las vías de la ciudad, clasificados en: Camiones grandes, camiones pequeños, microbús, camioneta rural, autos, moto taxis y motocicletas.

1.9 Tipo y nivel de investigación

1.9.1 Tipo de investigación

El tipo de investigación será la aplicada, ya que se hará uso de los conocimientos, en la práctica misma en las redes viales, para aplicarlos en la mayoría de los casos posibles.

1.9.2 Nivel de investigación

Es del tipo descriptivo, ya que describe los tiempos de viaje en una circunstancia temporal y geografía determinada, cuya finalidad es estimar los parámetros de α y β . Bajo esta clasificación esta tesis será también correlativo porque busca saber cómo se comporta una variable conociendo el comportamiento de otras variables relacionadas.

1.10 Periodo de análisis

La tesis se ha desarrollado durante el periodo de 01/05/2013 al 25/07/2014, el periodo de toma de muestras, han sido realizados por una semana, desde el 27 de Enero hasta el 01 de Febrero del 2014.

1.11 Fuentes de información e instrumentos utilizados.

1.11.1 Fuentes de información

Las fuentes de información son primarias y secundarias.

1.11.1.1 Fuentes primarias

Este tipo de información se obtuvo de las vías más representativas de la ciudad con el conteo vehicular para determinar el volumen y la capacidad de la vía; al mismo tiempo, se midieron los tiempos de viaje de los vehículos, cuyas muestras fueron obtenidas aleatoriamente de los diversos tipos de vehículos, aplicando técnicas de observación directa con la toma de aproximadamente 160 vehículos por cada hora punta, durante 06 días y por tipo de vía de las principales calles de la ciudad de Ayacucho.

1.11.1.2 Fuentes secundarias

En relación al logro de los objetivos de la presente Tesis, se destaca la utilización de fuentes bibliográficas (para analizar temas generales sobre la investigación a realizar), hemerográficas y estadísticas; recurriendo a las fuentes originales en lo posible: éstas fueron libros, revistas especializadas, páginas web de internet, tesis, artículos científicos, conferencias, seminarios, etc.

1.11.2 Instrumentos utilizados

El formato de registro de datos.

La recolección de datos se aplicó aleatoriamente a todos los vehículos. El formato de registro de datos fue diseñado con cuadros claros, concisos y concretos orientados a registrar el mayor número de vehículos con la mayor exactitud, de tal forma que nos permita evaluar con rapidez.

La observación directa.

Esta técnica nos permitió observar el flujo vehicular y los retrasos en horas punta; para obtener datos reales de las características operacionales de la vía, los parámetros de congestión y finalmente los tiempos de viaje.

La investigación documental.

Estuvo referida principalmente al conocimiento, que se obtuvo de los archivos y registros con la intención de constatar la veracidad de datos obtenidos por otras fuentes respecto a acciones ejecutadas anteriormente.

1.12 Técnicas de recolección y procesamiento de datos

1.12.1 Técnicas de recolección

Las técnicas de recolección de datos para el desarrollo de la tesis fueron las siguientes.

1.12.1.1 Longitud de las vías

Para medir la longitud y sección transversal de los tramos en análisis y el inventario vial, se hará uso del flexómetro y una wincha para una mayor exactitud ya que con estos datos se obtendrán los tiempos de viaje.

1.12.1.2 Aforos vehiculares

Se ha realizado el conteo vehicular de todos los vehículos que pasaron por la zona de análisis durante las horas pico por 01 hora, separados en intervalos de 15 minutos haciendo uso de formatos que facilite al aforador en la identificación y conteo vehicular de forma rápida. Los aforos son parte fundamental para determinar la capacidad de los diferentes tipos de vías.

1.12.1.3 Medida de velocidades

Para registrar las velocidades de los vehículos que atraviesan la vía en análisis, se tomaron en cuenta el método del vehículo flotante para determinar la velocidad de los vehículos a flujo libre y el método de las placas para determinar la velocidad de los vehículos durante las horas pico con presencia de congestión.

1.12.2 Procesamiento de datos.

Para el procesamiento de los aforos vehiculares, tiempos de viaje, velocidades, calibración de la función BPR y Cónica, se ha hecho uso del Microsoft Excel, creándose plantillas para su fácil uso en aplicaciones similares.

Para el procesamiento de la contrastación de hipótesis estadística se ha utilizado el paquete estadístico SPSS v.20.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y MARCO CONCEPTUAL

2.1 Consideraciones Generales.

Las ciudades están en constante crecimiento, y en consecuencia, se incrementan las distancias a recorrer como el número de vehículos públicos y privados. Para atender esta demanda de viajes creciente, la red de transporte se modifica y se agranda continuamente y resulta imprescindible que esta expansión sea cuidadosamente planificada. Por el que será necesario conocer los patrones de flujo y tiempos de viaje.

2.2 Proceso de planificación del transporte.

La complejidad de los sistemas de transporte actuales ha mostrado la conveniencia de contar con herramientas analíticas que permitan al planificador disponer de un adecuado conocimiento del sistema y poder hacer predicciones.

El uso de modelos matemáticos ha sido de gran utilidad en la identificación de soluciones o políticas orientadas a lograr los objetivos propuestos para el sistema, constituyéndose en una gran ayuda para los procesos de planificación y para la toma de decisiones, ya que el objetivo de los análisis, en la planificación del tráfico urbano, es la obtención de descripciones macroscópicas de los flujos de tráfico a partir del comportamiento de los

conductores o usuarios. El proceso de planificación del transporte consta de las fases siguientes. (Ortúzar & Willumsen, 2008).

2.2.1 Recopilación de datos.

Comprende cualquier tipo de datos que explique cómo se comporta el sistema de transporte.

- Datos relativos a la infraestructura de transporte y su evolución.
- Datos relativos a las necesidades de transporte y a la utilización de la infraestructura.
- Factores tales como la utilización del terreno, distribución de ingresos, tipo de empleo y estructura de las ciudades.

2.2.2 Análisis y ajuste de modelos.

La experiencia práctica de la modelación de transporte es el modelo secuencial de cuatro etapas, que hasta la fecha es el modelo más extensamente utilizado en nuestro medio. Este modelo trabaja sobre la hipótesis de que los usuarios realizan secuencialmente un conjunto de elecciones que caracterizan sus viajes, a base de ciertos atributos personales y del sistema de transporte. La inclusión de estas decisiones individuales, determina las características de operación de un sistema de transporte dado.

En este proceso se siguen, dos enfoques:

Enfoque discreto.- Es el más desarrollado y ampliamente utilizado, la ciudad se divide en zonas de características semejantes y se asume que toda la actividad de las mismas se concentra en centroides que son los que generan y atraen los viajes hacia y desde otras zonas y las calles e intersecciones se representan como arcos y nodos de un grafo dirigido. En este caso, cada arco tiene una función asociada que representa el costo de viajar en dicho tramo (Sheffi, 1985).

Enfoque continuo.- La red densa es aproximada a un continuo donde los conductores son libres de elegir sus rutas en un espacio bidimensional, y se acepta que la variación en áreas cercanas, es pequeña comparada con el sistema completo y en consecuencia las características del sistema de transporte tales como flujo y costo pueden ser representadas con funciones matemáticas continuas (Sheffi, 1985).

2.3 Modelos de planificación del transporte

A la hora de realizar un viaje, el usuario del sistema de transporte urbano debe realizar una serie de elecciones: si hará o no el viaje, a qué hora lo realizará, a qué lugar irá, en qué modo se transportará y la ruta por la que hará el viaje. El orden para realizar alguna de las elecciones, no está necesariamente determinado e incluso puede tomar varias decisiones de forma simultánea.

Tradicionalmente, los modelos de planificación del transporte, usan el modelo de equilibrio entre oferta y demanda, de cuatro etapas: generación de viajes, distribución, partición modal y asignación. En la figura, se observa el esquema general del modelo clásico; las entradas, salidas y preguntas que responde cada etapa. (Ortúzar & Willumsen, 2008).

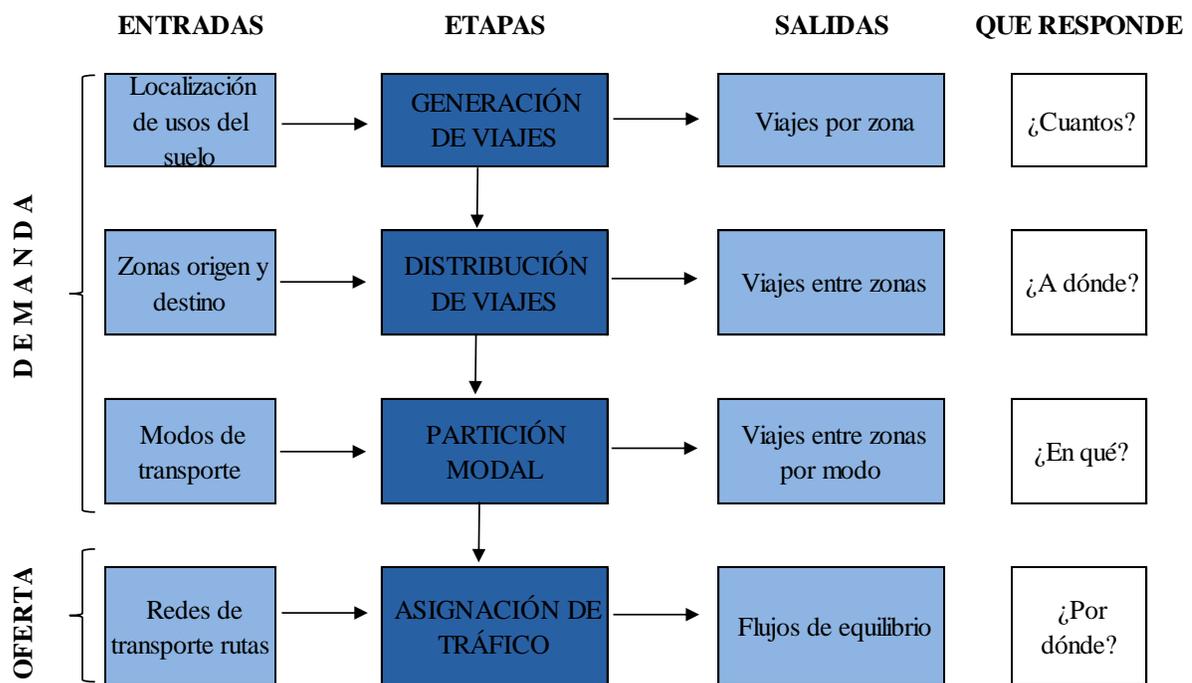


Figura 1 Esquema del modelo secuencial de cuatro etapas. Fuente: (Ortúzar & Willumsen, 2008)

En los modelos de transporte, cuando se considera congestión, el problema se hace significativamente más complejo; mientras más flujo hay sobre una ruta, se disminuye la velocidad en ésta y por tanto se aumenta el tiempo de viaje, con una consecuente disminución de la atractividad de la ruta y por tanto la demanda. Esto, por su parte, puede llegar a influenciar la demanda de viajes desde un origen a un destino específico.

2.4 Modelos de asignación de tráfico.

Los modelos de asignación permiten explicar los recorridos que se realizan en los viajes producidos en una red vial, de transporte.

La premisa básica en la asignación es la suposición de un viajero racional, esto es, un viajero que escoge la ruta que le ofrece los costos menores percibidos. Se cree que hay un buen número de factores que influyen en la elección de ruta entre dos puntos; estos incluyen el tiempo de viaje, la distancia, el costo monetario, la congestión y atascos, los tipos de maniobras requeridas, el tipo de camino, el paisaje, la presencia de señales, las obras en las vías, la constancia en el tiempo de viaje y los hábitos. La construcción de una expresión generalizada de costos que incorpore todos estos elementos es una tarea difícil. Además, no es práctico tratar de modelar todos los factores en un modelo de asignación de tráfico y por tanto, las aproximaciones son inevitables.

La aproximación más común es considerar solo dos factores en la elección de rutas: el costo de tiempo y el costo monetario; además, se considera el costo monetario proporcional a la distancia del viaje. La mayoría de los programas de asignación del tráfico permiten que el usuario asigne pesos al tiempo de viajar y la distancia para representar las percepciones de los conductores en cuanto a estos dos factores. La suma ponderada de estos dos valores llega a ser un costo generalizado utilizado para estimar la elección de rutas. (Verástegui Rayo, 2006)

Por otra parte, hay evidencias que sugieren que, por lo menos en el tráfico urbano de vehículos privados, el tiempo es el factor dominante en la elección de rutas. Sin embargo, es un hecho que conductores diferentes escogen rutas diferentes cuando viajan entre los mismos dos puntos, esto puede deberse a dos tipos de razones:

- Diferencias en las percepciones individuales de lo que constituye la mejor ruta; individuos diferentes no sólo pueden incorporar factores diferentes en su función generalizada de costos sino percibirlos de formas distintas.
- Los efectos de la congestión que primero afectan a las rutas más cortas y hacen sus costos generalizados comparables a rutas que inicialmente fueron menos atractivas.

Por tanto, las decisiones tomadas por los conductores para la elección de las rutas, la más natural es la de suponer que éstos eligen la ruta que les represente un costo mínimo hacia su destino bajo las condiciones de tráfico reinantes; el cual lleva a una situación en la que ningún conductor puede reducir el costo de su desplazamiento mediante el cambio de su ruta, llegándose así a un equilibrio, que es consecuencia de su competición en igualdad de conocimiento de las posibilidades que ofrece el sistema de transporte. Este criterio se ha venido denominando de “usuario- óptimo”, caracterizado éste por el hecho de que todas las rutas usadas poseen iguales costos marginales. (Wardrop, 1952) fue el primero en establecer dos criterios de elección de ruta a los que se conoce como los dos principios de Wardrop.

2.4.1 Primer principio: Equilibrio del usuario

Este principio supone que los usuarios intentan minimizar sus costos de operación al realizar sus viajes. Si pudieran hacerlo, cada usuario elegiría la ruta más corta (en términos de tiempo de viaje, por ejemplo) para llegar a su destino. Pero, puesto que en general existe

el fenómeno de la congestión vehicular, la ruta más corta deja de serlo cuando muchos usuarios tratan de usar los mismos arcos de la red. Los usuarios entonces considerarán otras rutas, hasta encontrar aquella que tenga el mínimo costo posible, dadas las condiciones de operación existentes en la red. Cuando todos los usuarios hayan encontrado esta ruta más conveniente, la red de transporte privado se encontrará en equilibrio.

El sistema de vías para la solución de estos modelos, es representado mediante un grafo, donde los nodos i son las intersecciones y los arcos ij son los tramos de vía que conectan un par de nodos i y j .

La formulación básica del modelo de optimización siguiendo el principio de equilibrio del usuario (Wardrop, 1952), está dada por la función objetivo [1] y las restricciones [2], [3] y [4].

Min

$$z(x) = \sum_{ij} \int_0^{x_{ij}} t_{ij}(w) dw. \quad [1]$$

Sujeto a:

$$\sum_r f_r^{od} = g^{od}, \forall o, d \quad [2]$$

$$x_{ij} = \sum_o \sum_d \sum_r f_r^{od} \delta_{ijr}^{od}, \forall i, j \in N \quad [3]$$

$$f_r^{od} \geq 0, \forall r, o, d \quad [4]$$

Donde:

Conjuntos

- i, j : Nodos de la red que cuando se junten formarán los arcos
- o, d : Nodos de origen y destino.
- r : Rutas definidas en la red entre los pares de origen y destino.
- N : Conjunto de arcos.

Parámetros

- $t_{ij}(x_{ij})$: Tiempo de viaje en el arco ij , como función del flujo de viajes sobre el arco.
 g^{od} : Demanda de viajes del origen (o) al destino (d).
 δ_{ijr}^{od} : Parámetro de conexión entre el arco y el origen destino (toma el valor de 1 si el arco ij es parte de la ruta r que conecta al origen y destino (od), 0 de otro modo).

Variables de decisión

- x_{ij} : Flujo en el arco ij , expresado como cantidad de viajes a través de ij .
 f_r^{od} : Flujo en la ruta r que conecta el origen (o) y el destino (d), expresado en cantidad de viajes que usan la ruta r para ir de (o) a (d).

2.4.2 Segundo principio: Óptimo del sistema

Si todos los viajeros perciben el tiempo de los viajes del mismo modo, bajo condiciones de equilibrio, todas las rutas utilizadas entre un par origen – destino tienen el mismo tiempo mínimo mientras que, las no usadas requieren un tiempo igual o mayor. Las rutas elegidas por los usuarios son tales que minimizan el costo total del sistema. La formulación básica del principio óptimo del sistema, está dada por la función objetivo [5] y las restricciones [6], [7] y [8]. (Wardrop, 1952)

Min

$$z(x) = \sum_{ij} x_{ij} t_{ij}(x_{ij}) \quad [5]$$

Sujeto a
$$\sum_r f_r^{od} = g^{od}, \forall o, d \quad [6]$$

$$x_{ij} = \sum_o \sum_d \sum_r f_r^{od} \delta_{ijr}^{od}, \forall i, j \in N \quad [7]$$

$$f_r^{od} \geq 0, \forall r, o, d \quad [8]$$

En ambos principios se considera que se cuenta con r rutas alternativas entre cada par origen - destino. Este supuesto tiene un par de problemas: se deben conocer primero las r rutas entre cada par origen - destino y además se está dejando de considerar rutas alternativas que pueden ser mejores que las prefijadas.

Si no se considera la congestión, los dos principios de Wardrop son equivalentes, ya que los tramos de la red operan bajo condiciones de flujo libre y las interacciones e interferencia entre usuarios es mínima. La formulación del problema y el algoritmo de solución son bastante robusto desde el punto de vista conceptual. Paradójicamente, la mayor dificultad del modelo no proviene de su formulación ni del algoritmo de solución, sino de los datos necesarios para su aplicación.

El primer principio es utilizado para modelar el comportamiento de los usuarios, mientras que el segundo es usado como un criterio para diseñar la red de transporte.

Los efectos de congestión son capturados mediante funciones (curvas) de desempeño o de volumen – demora. Dichas funciones relacionan el tiempo de viaje en un tramo de la red, con el flujo que lo atraviesa. Estas son funciones estrictamente crecientes y no lineales.

2.4.3 Clasificación de los modelos de asignación de tráfico

Una forma de clasificar los métodos de asignación de tráfico es según la variación, o no, de las características de la red en el tiempo, en modelos dinámicos y modelos estáticos, respectivamente.

2.4.3.1 Modelos estáticos de asignación de tráfico

Los modelos estáticos asumen una situación estacionaria de la demanda. Esta suposición es válida para problemas planteados en un contexto de planificación estratégica o táctica, mientras que para aspectos operacionales se debería recurrir a modelos dinámicos. Los modelos estáticos asumen que la oferta y demanda de transporte son independientes del tiempo. También son llamados modelos bidimensionales, puesto que la asignación se hace en las dos dimensiones del área de la red y la dimensión del tiempo no se tiene en cuenta, estos modelos estáticos se centran en unas pocas horas del día, como las horas puntas, y trabajan con valores medios (demandas, tiempos, flujos, etc.) durante el periodo de estudio.

Los distintos modelos de asignación estáticos se pueden clasificar en función de cómo se considere que el usuario percibe el costo en base a consideraciones subjetivas y objetivas de tiempo, seguridad, comodidad, etc., que le supone atravesar un arco; clasificando en modelos estáticos de asignación determinista y estocástica. (Verástegui Rayo, 2006).

a. Modelos de asignación determinista

Estos modelos asumen que todos los usuarios perciben el costo de la misma manera y además conocen los costos de todas las rutas (tienen información perfecta). Existen numerosos modelos que pertenecen a esta clase, todos ellos se pueden clasificar en función de que los costos en los arcos se consideren separables o no separables (asimétricos); serán separables cuando el costo de atravesar un arco de la red no depende del nivel de flujo en los restantes arcos; y en caso contrario se considerará que los costos son no separables.

Además, estos modelos se pueden clasificar según se considere o no que el costo de viaje en un arco que depende o no del flujo en los arcos de la red, lo que originará modelos con y sin congestión; los primeros son adecuados para centros urbanos y los segundos para zonas interurbanas. Los modelos sin congestión son modelos también conocidos como modelo de asignación todo o nada, en ellos primero se determinan los caminos o rutas de costo generalizado mínimo entre todos los pares origen-destino, para cada par origen-destino se asignan todos los viajes de dicho par por dichos caminos; finalmente, conocidos los flujos de cada ruta se obtienen los flujos en los arcos de la red. Cuando se considera el efecto de la congestión, los modelos matemáticos más utilizados son los modelos de asignación de tráfico en equilibrio, indicando que en el equilibrio, todos los caminos utilizados, que unen un mismo par origen-destino, tienen el mismo costo; en este modelo se encuentra sus dos principios de (Wardrop, 1952).

b. Modelos de asignación estocástica

Análogamente a la clasificación anterior, se puede distinguir entre modelos con congestión y no congestión. En un entorno de no congestión, el esquema es común para todos los modelos. La diferencia fundamental entre los distintos métodos de este tipo recae en la forma en que calculan las probabilidades de elección de los caminos (rutas). En general aplican conceptos de la teoría de la utilidad, considerando los costos en los caminos como variables aleatorias. Así, si se consideran los costos en los caminos como una variable aleatoria uniforme tendremos el modelo de Burrell, si se los considera como una variable aleatoria a Gumbel surge el modelo Logit y, finalmente, si es una variable aleatoria Normal tendremos el modelo Probit. (Verástegui Rayo, 2006).

2.4.3.2 Modelos dinámicos de asignación de tráfico

Los modelos dinámicos, que ganan interés con los modelos en tiempo real, son modelos en los cuales la evolución en los días de la elección de los viajes y la congestión de la red, están ligados al aprendizaje del modelo, basado en las experiencias pasadas de los pasajeros. Los modelos dinámicos, tienen en cuenta la variación en la demanda de transporte y los posibles cambios en las características de la red. Los modelos dinámicos de asignación, también son llamados modelos tridimensionales; el problema de asignación dinámica de tráfico consiste en la estimación de los flujos de vehículos que utilizan los

diferentes tramos de la red vial, de manera variable con el tiempo, constituyendo por tanto una extensión del problema de asignación convencional o en equilibrio (Immers & Stada, 1998).

Principalmente se han desarrollado modelos deterministas de asignación dinámica de tráfico bajo tres aproximaciones:

- Simulación
- Programación matemática
- Control óptimo sobre redes

Si bien, algunas de las formulaciones en programación matemática pueden contemplarse como problemas en control óptimo discreto y a su vez, las formulaciones en control óptimo (continuas) se aproximan mediante programación matemática para su resolución quedando reducidas, en definitiva, a programación matemática.

Estos modelos consideran que los usuarios minimizan sus tiempos de viaje actualizando continuamente sus rutas elegidas de acuerdo con las condiciones del tráfico. El problema es especialmente importante para los sistemas avanzados de información sobre el viajero, los cuales requieren información para recomendar rutas de acuerdo con el tiempo de viaje futuro en los arcos que serán incluidos en las rutas. Su objetivo es mejorar el comportamiento del tráfico, reduciendo la congestión al proporcionar condiciones de tráfico uniformes. En estos sistemas existe un controlador central que recomienda las rutas a los usuarios en tiempo real, lo cual satisface objetivos individuales o del sistema mediante equilibrio de usuario o mediante optimización del sistema y considera, en tiempo real, variaciones inesperadas en las condiciones de la red. (Immers & Stada, 1998)

2.4.4 Modelos de estimación de viajes en las vías

Para simular las características operacionales de la oferta vial (capacidad, velocidades, congestión, etc.) que reflejan el comportamiento de las vías frente a la congestión, se consideran funciones volumen-demora, estas funciones se calibran a partir de la información recopilada en campo y del tipo de vía (Expresa, Arterial, Colectora y Local). Estas funciones permiten explicar cómo aumentan las demoras, los cuales expresan el tiempo de viaje (o costo), a medida que aumentan los flujos en la vía.

Por lo general, estas funciones se expresan como el producto del tiempo de flujo libre multiplicado por una congestión normalizada función $f(x)$. (Spiess, 1990, p. 2)

$$T_f = t_0 * f\left(\frac{V}{C}\right) \quad [9]$$

Condiciones que deben satisfacer las funciones volumen-demora:

1. $f(x)$ Es estrictamente creciente, esta condición es necesaria para que la asignación de tránsito tenga una solución única.
2. $f(0) = 1$ y $f(1) = 2$. Es decir, cuando no hay congestión, el costo total de viaje es un tiempo de viaje constante, como en el caso lineal y cuando el volumen es igual a la capacidad el costo total de viaje se duplicará. Estas condiciones garantizan la compatibilidad con la conocida función BPR.
3. $f'(x)$. Existe y es estrictamente creciente, esta propiedad implica que la función $f(x)$ es una función convexa.
4. $f''(1) = \alpha$. El parámetro α define los cambios en los efectos de la congestión cuando el volumen es igual a la capacidad.
5. $f''(x) = M \alpha$. Con M una constante positiva, la pendiente de la curva es acotada, esto es para evitar que los costos totales de viaje sean muy grandes cuando los valores de $V/C > 1$.
6. $f''(0) > 0$. Esta condición garantiza unicidad en los volúmenes obtenidos en la asignación de tránsito.

Como resultado del volumen creciente de tráfico, la velocidad en los arcos tiende a disminuir. La función T_f , es decir el tiempo necesario para atravesar el arco, tiene en cuenta este hecho. Estas funciones en el análisis de sistemas de tráfico son positivas, no lineales y estrictamente crecientes (Spiess, 1990)

Curvas Flujo - Velocidad y curvas Flujo – Demora.

A través de los años de estudio se tuvieron problemas para modelar el flujo vehicular, por el que se iniciaron con asemejar el flujo vehicular de una carretera con el escurrimiento de un líquido en una tubería o canal, observándose una baja correlación por el que surgen una serie de modelos empíricos que basan su estructura en una serie de variables relacionados entre sí como la densidad de vehículos por la pista (D), velocidad de circulación (S) y el flujo de vehículos (V).

La modelación matemática de las curvas de la Figura 2, representa un gran problema, debido a los cambios que experimenta en el tiempo el comportamiento y a la forma funcional particular. A partir de estos resultados se propuso modelar la parte inferior o congestionada, naciendo muchas funciones de volumen-demora. (Loteró Vélez, 2010)

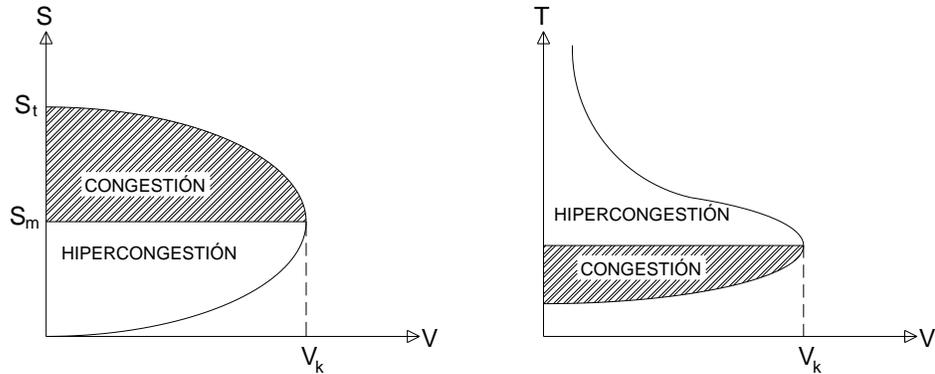


Figura 2 Curvas empíricas de flujo-velocidad y flujo-demora. Fuente: (Loteró Vélez, 2010)

Debido a la congestión, el tiempo de viaje en la red vial es una función creciente que depende del flujo (Sheffi, 1985). La función de volumen - demora de los tramos, relaciona los tiempos de viaje en cada tramo de la red con el flujo que atraviesa dicho tramo.

En la Figura 3, se muestra una función típica de volumen-demora para un arco de la red vial. El tiempo de viaje cuando no hay flujo, se conoce como tiempo de viaje a flujo libre; en este punto, ningún vehículo se retrasa debido a la interacción con otros vehículos en la red vial. A medida que el flujo aumenta, el tiempo de viaje también aumenta (Loteró Vélez, 2010, p. 29).

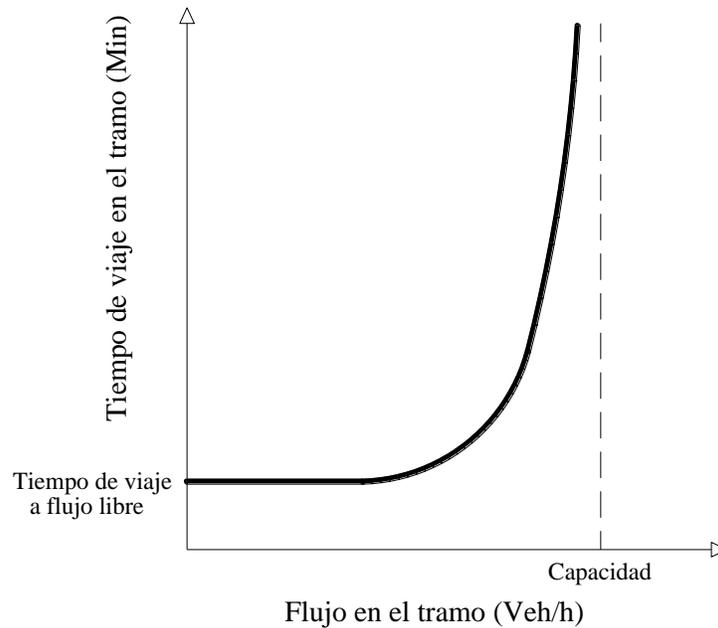


Figura 3 Curva de la función volumen-demora en un tramo típico. Fuente: (Loteró Vélez, 2010)

Otra característica de las funciones de volumen-demora de los tramos de la red vial, es que son asintóticas a un cierto nivel de flujo conocido como capacidad, que es el máximo flujo que puede pasar por un arco. Más allá de este valor, la función de volumen-demora no está definida, pues el flujo en el arco no puede ser observado.

Una relación velocidad-flujo teórica es representada por la Figura 4, donde, a medida que el flujo aumenta, la velocidad tiende a decrecer luego de un período inicial de cambios marginales. Cuando el flujo se aproxima a la capacidad, la tasa de reducción de la velocidad aumenta. El flujo máximo se obtiene a capacidad y si éste se fuerza más allá de la capacidad se alcanza una región inestable con bajos niveles de flujo y velocidades (Núñez Hernández, 2010, pp. 7-10).

Por razones prácticas, este tipo de relación es tratado en términos de tiempo de viaje por unidades de distancia (t) versus flujo, conocidas como relaciones flujo-demora, en asignación de tráfico en redes.

Los métodos de asignación de tráfico que consideran efectos de congestión, necesitan de una adecuada relación que ligue los atributos de cada arco (como capacidad, velocidad a flujo libre) y el flujo, con la velocidad o tiempo de viaje en él.

Es precisamente ésta una de las razones para tratar de estimar este tipo de relaciones: su aplicación en evaluación de proyectos con reasignación de tráfico en condiciones de congestión.

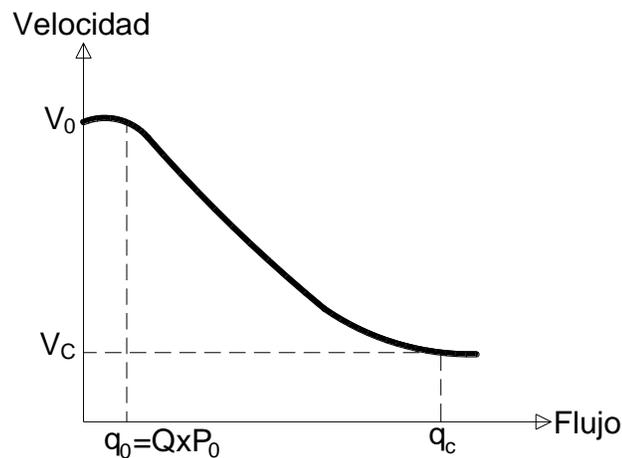


Figura 4 Curva velocidad – flujo teórica. Fuente: (Núñez Hernández, 2010, pp. 7-10).

2.4.4.1 Función tipo BPR (Bureau of Public Roads).

La función de volumen – demora para tramos, más conocida y usada en nuestro medio, fue desarrollada por la Agencia de Caminos Públicos de los Estados Unidos, BPR por su sigla en inglés (Bureau of Public Roads). función de costos en cada arco de la red (denominado curvas flujo-velocidad) que tiene la siguiente forma. (BPR, 1964)

$$T_f = t_0 \left[1 + \alpha \left(\frac{V}{C} \right)^\beta \right] \quad [10]$$

Dónde:

- T_f : Tiempo de recorrido del arco (tramo de red vial) se expresa en minutos
- t_0 : Tiempo de recorrido del arco a velocidad de flujo libre (sin flujo vehicular). Tiempo que tardaría cada usuario en recorrer la arista en condiciones ideales. Si es necesario, se puede calcular a partir de unos datos básicos del tramo de vía que representa la arista, dividiendo la longitud del tramo de vía entre la velocidad máxima permitida en ella. Se expresa en minutos.
- V : Volumen vehicular del arco/hora, es el flujo total en el arco en estudio, es la unidad que permite representar vehículos de diferente tamaño (autos, buses, etc.). Se expresa en vehículos equivalentes/hora.
- C : Capacidad de la vía en vehículo/hora (número de carriles) expresado en vehículos equivalentes/hora.
- α y β : $\alpha \in [0.00;\infty>$ y $\beta \in \{0.00\dots 10.00\}$, Parámetros a estimar en esta tesis, el parámetro α determina la relación de la velocidad de flujo libre y la velocidad de congestión; el parámetro β determina con qué rapidez disminuye la velocidad al aumentar la relación del volumen y la capacidad (V / C). Que representan a los patrones de desplazamiento de los usuarios de la vía, también son considerados como indicadores de congestión que el planificador usa para escoger las rutas óptimas (Visum, 2001, pp. 2-33).

El Manual de capacidad de carreteras Highway Capacity Manual (HCM, 1985, p. 11), recomiendan que cuando se trabajan con capacidades últimas o máximas, es posible aproximar los valores de α a la relación entre la velocidad libre S_0 y la velocidad de congestión S_c de la forma siguiente:

$$\alpha = \frac{S_0}{S_c} - 1 \quad [11]$$

Lo que reduce de manera efectiva la función con un solo parámetro β . La simplicidad de esta función es una de las razones que hacen que sean las más utilizadas en la práctica. Obviamente las funciones BPR satisfacen las condiciones 1-4 de una función de congestión. En cuanto a las condiciones 5 y 6, las funciones BPR tienen algunos inconvenientes (Spiess, 1990).

Durante las primeras asignaciones de tránsito en un algoritmo iterativo, el valor de $x = V/C$ puede ser mayor que uno y los valores de los tiempos de tránsito pueden ser muy grandes, lo que provocará que la convergencia de un algoritmo iterativo sea lenta. Por ejemplo si $\beta = 12$ y $x = 3$, el factor $1 + 3^{12} = 531443$ minutos, es decir, cada minuto de viaje se convierte en 369 días de viaje debido a la congestión.

Cuando se usan valores muy grandes para el exponente y se tienen valores de $x < 1$, se generan costos totales de tránsito independientes del volumen. Por ejemplo, si $\alpha = 1$; $\beta = 20$ y $C = 1000$, cuando $v = 0$ o $v = 100$, los costos totales de tránsito no son afectados y ambos son iguales a los tiempos de viaje $f(0)$.

Con valores más altos de β , El inicio de los efectos de congestión se vuelve cada vez más repentina. Esto se puede ver en las Figuras 5 y 6, que muestran la función de la congestión del tipo BPR (Spiess, 1990). Retomando la ecuación [9].

$$T_f = t_0 * f^{BPR} \left(\frac{V}{C} \right) \Rightarrow \text{Si } x = \frac{V}{C} \quad [9]$$

De las figuras siguientes se puede apreciar que para cualquier valor de β tenemos $f^{BPR}(1) = 2$, Es decir, cuando el volumen de tráfico es igual a la capacidad, la velocidad es siempre la mitad de la velocidad de flujo libre.

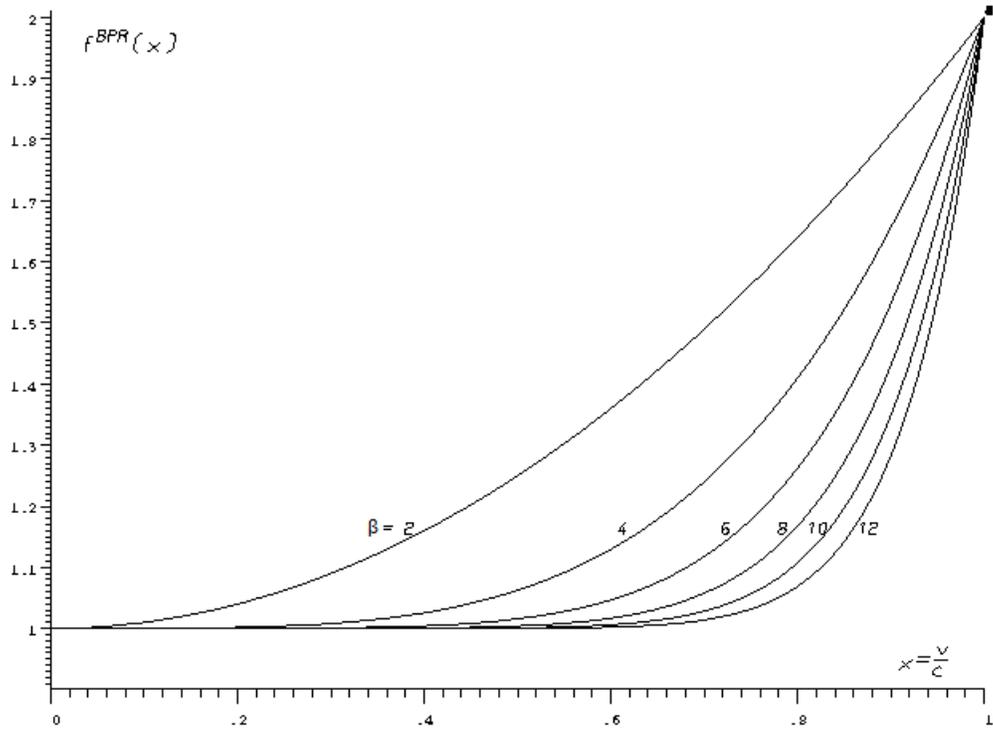


Figura 5 Gráfica de la función BPR para: $a=1$ y $\beta=2,4,6,8,10,12$ para pequeñas proporciones de la relación V/C . Fuente: (Spiess, 1990).

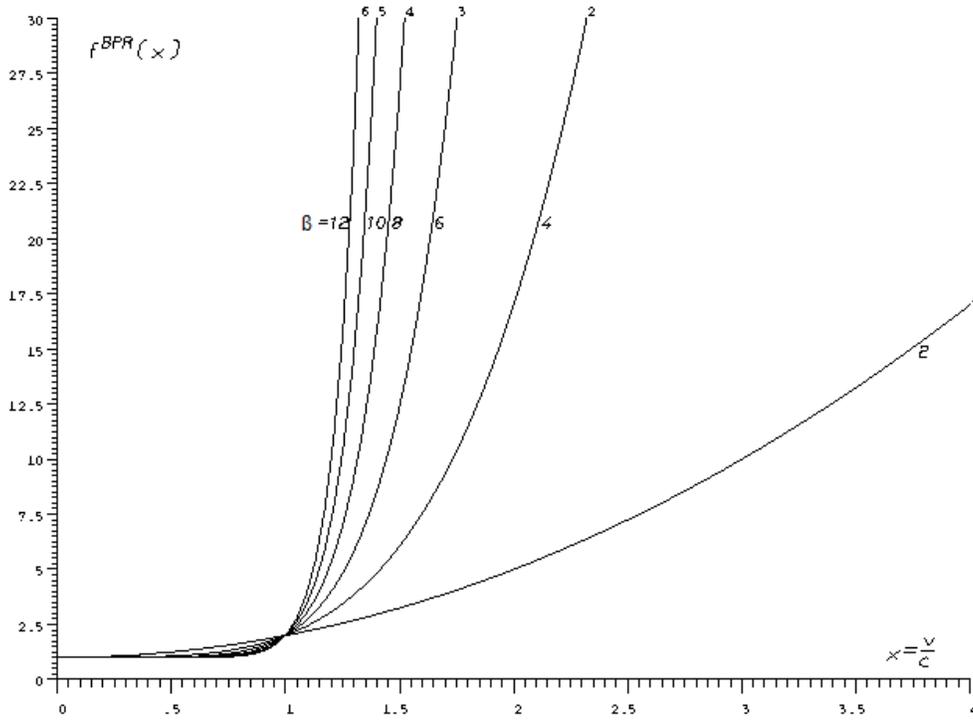


Figura 6 Gráfica de la función BPR para: $a=1$ y $\beta=2,4,6,8,10,12$ para grandes proporciones de la relación V/C . Fuente: (Spiess, 1990).

Esta función es calibrada con parámetros que varían de acuerdo con el tipo de vía considerada (expresa, metropolitana, arterial, colectora y local), analizando de esta forma el impacto en la capacidad de diferentes tipos de vía en función del aumento de la demanda. En la Tabla siguiente son presentadas las características de los diferentes tipos de vía.

A continuación se muestran los valores de α y β que recomiendan Highway Capacity Manual (HCM, 2000 p.39) Para las clases de vías:

Tipo de vía	Velocidad a flujo libre (km/h)	Velocidad a la capacidad (km/h)	α	β
Autopista	120	86	0.39	6.3
	112	85	0.32	7
	104	83	0.25	9
	96	82	0.18	8.5
	88	80	0.10	10
Carretera de varios carriles	90	88	0.09	6
	88	82	0.08	6
	80	75	0.07	6
	72	67	0.07	6

Tabla 1 Valores de α y β de la función BPR para autopistas y carreteras de varios carriles. Fuente: (HCM, 2000).

Vías arteriales	Velocidad a flujo libre (km/h)	Separación de señales (señales/km)	Velocidad a la capacidad (km/h)	α	β
Clase I	80	0.33	53	0.34	4
	80	1.00	31	0.74	5
	80	2.50	15	1.16	6
Clase II	65	0.50	40	0.38	5
	65	1.00	28	0.70	5
	65	2.00	18	1.00	5
Clase III	55	2.00	17	0.96	5
	55	3.00	13	1.00	5
	55	4.00	10	1.40	5
Clase IV	50	4.00	10	1.11	5
	50	5.00	8	1.20	5
	50	6.00	7	1.50	5

Tabla 2 Valores de α y β de la función BPR para vías arteriales. Fuente: (HCM, 2000).

BPR			
Vía		α	β
Autopistas	70 mph	0.88	9.8
	60 mph	0.83	5.5
	50 mph	0.56	3.6
Multicarril	70 mph	1.00	5.4
	60 mph	0.83	2.7
	50 mph	0.71	2.1

Tabla 3 Valores de α y β de la función BPR dados por Highway Capacity Manual Fuente:(HCM, 1985)

Los estudios más recientes realizados en la ciudad de Lima fue “Plan Maestro de Transporte Urbano para el área Metropolitana de Lima y Callao en la República del Perú” (JICA, 2005). Que dan valores de α y β para la función BPR.

Código	Vía	Capacidad	Velocidad	α	β
1	Arterial	1200	45	3.75	3.35
2	Colectora	960	30	1.10	3.20
3	Expresas metropolitanas	1400	80	2.55	2.65
4	Expresas regionales	1400	80	2.55	2.65
5	Locales	940	25	1.38	2.35
99	Conectores	9999	4	-	-

Tabla 4 Valores de α y β de la función BPR del Plan Maestro de transporte urbano de Lima y Callao Fuente:(JICA, 2005)

En la Figura 7 se muestra un esquema donde se observa el comportamiento de las funciones de tiempo-demora según el tipo de vía. Estas funciones van penalizando los tiempos de viaje según se incrementan el grado de congestión de la vía llegando a duplicar éstos cuando la relación intensidad/capacidad se aproxima a 1.

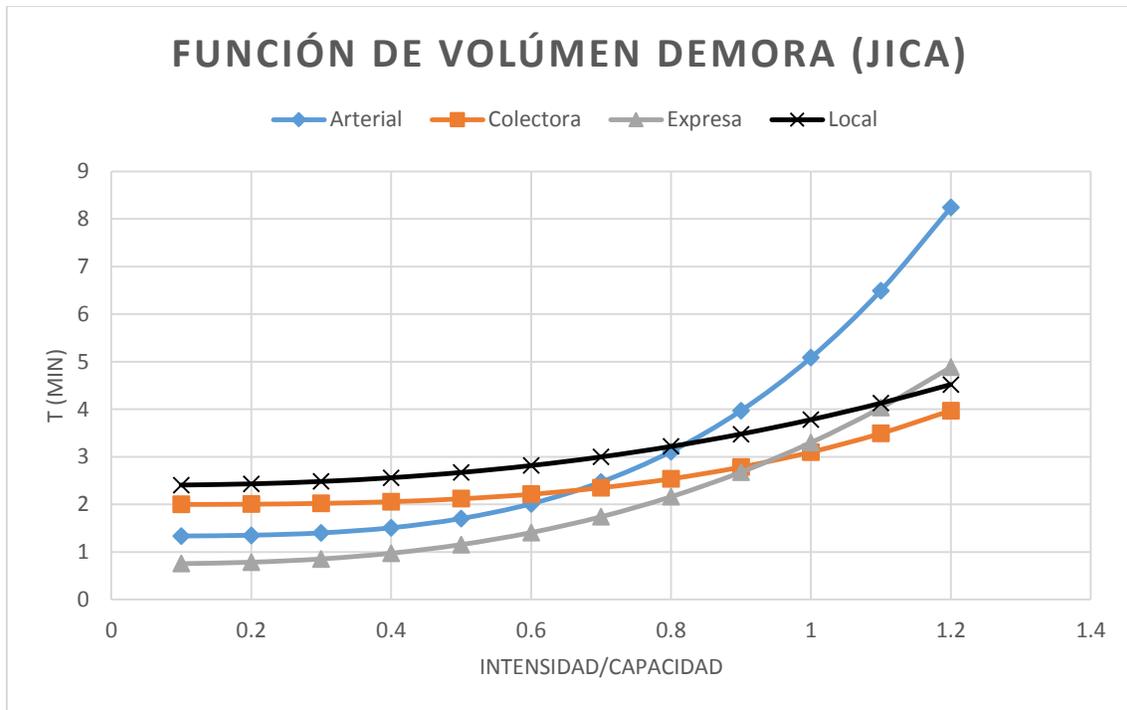


Figura 7 Funciones tiempo – demora de la Agencia de Cooperación Internacional de Japón. Fuente: (JICA, 2005).

El proyecto denominado: Estudio del impacto vial en la red Metropolitana de Lima y Callao por el flujo de carga del puerto, aeropuerto y zona de actividad logística. Desarrollado por (SIGMA GP LOGIT, 2010), determinan los valores de α y β .

Vía	Capacidad (Vehículos equiv./hora/carril)	Velocidad de Flujo Libre (km/h)	α	β
Expresa Regional	2000	80	1.00	5.00
Expresa Metropolitana	2000	80	1.00	5.00
Arterial	1300	60	0.80	4.00
Colectora	800	40	1.00	2.50
Local	600	30	1.00	5.00

Tabla 5 Valores de α y β desarrollado por el Consorcio SIGMA GP – LOGIT. Fuente: (SIGMA GP LOGIT, 2010).

2.4.4.2 Función tipo Cónica

Esta función matemática es una función alternativa a la ampliamente usada BPR; la mayor ventaja de la función Cónica es la más rápida convergencia dentro del proceso de asignación de equilibrio del usuario, este método utiliza un proceso iterativo que consigue una solución convergente, cuya condición primordial consiste en que ningún usuario puede mejorar su tiempo de viaje al elegir cualquier otra ruta. (Spiess, 1990)

$$T_f = t_o \left(2 + \sqrt{\alpha^2 \left(1 - \frac{V}{C} \right)^2 + \beta^2} - \alpha \left(1 - \frac{V}{C} \right) - \beta \right) \quad [12]$$

Donde:

- T_f : Tiempo de viaje por unidad de distancia.
- t_o : Tiempo de viaje a flujo libre.
- C : Capacidad del arco en estado estacionario.
- V : Flujo vehicular en estado estacionario.
- α : Pendiente a la función cuando V/C=1 (α>1). (TBP, 2010, p. 8)

$$\beta = \frac{2\alpha - 1}{2\alpha - 2}$$

Los valores de α, son usados generalmente (Honolulu, 2009, pp. 3-47)

Vías	α
Autopista libre	10.0
Autopista	6.5
Arterial principal	5.2
Arterial menor	5.2
Colector mayor	4.0
Colector menor	2.0
Rampas	5.3

Tabla 6 Valores de α para la función tipo Cónica. Honolulu High-Capacity Transit Corridor Project. Fuente: (Honolulu, 2009)

FUNCIÓN CÓNICA					
Tipo de vía		α	σ _y	R ²	n
Autopista	70 mph	9.8	0.9	97.90%	31
	60 mph	8.5	1.21	96.50%	31
	50 mph	7.5	0.71	97.50%	29
Varios carriles	70 mph	7.1	1.34	97.00%	21
	60 mph	4	1.17	97.50%	21
	50 mph	4	0.98	97.30%	19

Tabla 7 Valores de α para la función tipo Cónica. Fuente: (HCM, 1985, p. 14).

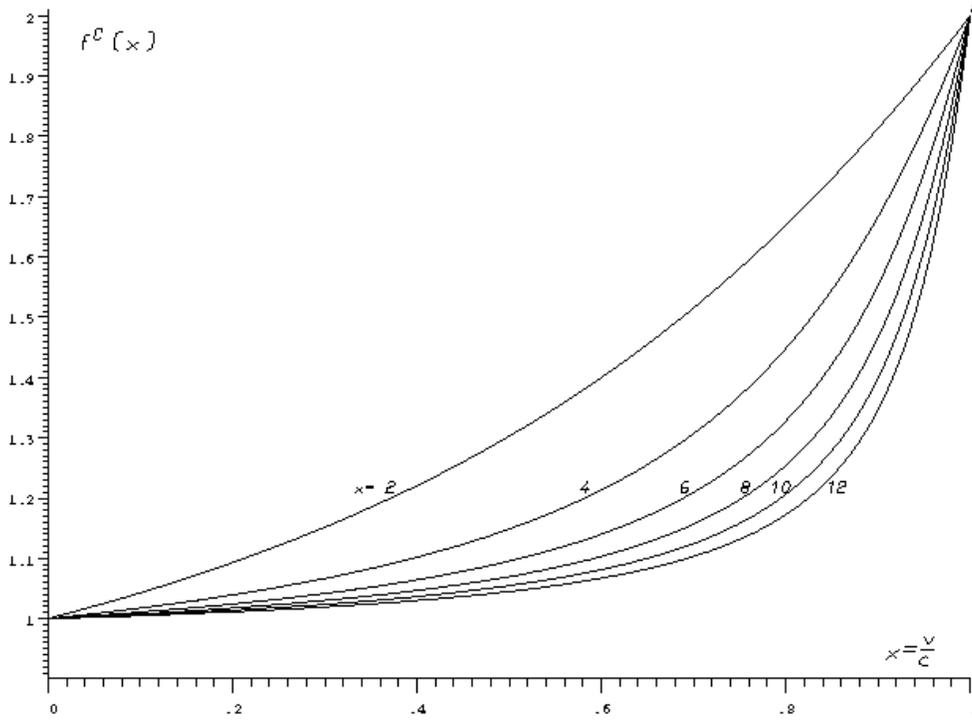


Figura 8 Gráfica de la función Cónica para $\alpha=2,4,6,8,10,12$ para *pequeñas* proporciones de la relación V/C. Fuente: (Spiess, 1990).

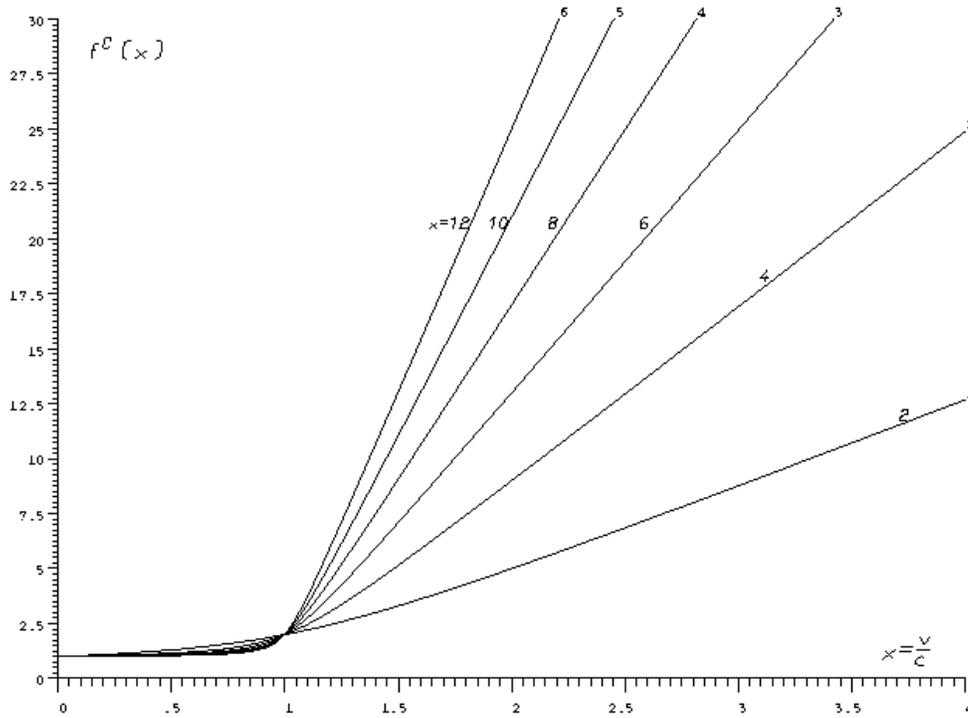


Figura 9 Gráfica de la función Cónica para $\alpha=2,4,6,8,10,12$ para *grandes* proporciones de la relación V/C. Fuente: (Spiess, 1990).

Se observa el comportamiento casi lineal cuando $x > 1$ para la función tipo Cónica, comparada con la función tipo BPR.

2.4.4.3 Modelo de singapur

El tiempo de viaje es dividido en dos componentes. Este modelo ha sido propuesto por (Xie, Cheu, & Lee, 2001, pp. 507-514)

$$T_f = \text{Tiempo de cruce} + \text{señal de demora} \quad [13]$$

$$\text{Tiempo de cruce} = \frac{L}{t_0} \quad [14]$$

$$\text{Señal de demora} = \frac{9}{10} \left[\frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} \right] \quad [15]$$

Donde:

- T_f : Tiempo de viaje en el arco.
- t_0 : Tiempo de viaje a flujo libre.
- C : Duración de un ciclo (s).
- λ : Proporción efectiva de tiempo en luz verde (g/C).
- x : Rango de volumen capacidad ($0 \leq x < 1$).
- q : Tasa de llegada (veh/s).

La señal de demora en el modelo de Singapur es la fórmula modificada de Webster two-term. Una limitación de este modelo es su dominio factible, ya que si x es mayor que 1, el último término de la señal de demora se convierte en negativo. En la planificación de los modelos sin embargo, las tasas de volumen / capacidad superior 1.0 debe permitirse para el modelo siguiente.

2.4.4.4 Modelo Skabardonis-Dowling

Con este modelo se propone mejorar la relación flujo-velocidad para las aplicaciones de planeamiento. Sobre la base, que la predicción del tiempo de viaje está dada por la función. (Skabardonis & Dowling, 1997, pp. 18-23)

$$T_f = \left(\frac{L}{t_o} + 0.5NC \left(1 - \frac{g}{C} \right)^2 PF \right) \left(1 + 0.05 \left(\frac{v}{c} \right)^{10} \right) \quad [16]$$

Donde:

- T_f : Tiempo de viaje en el arco.
- t_o : Tiempo de viaje a flujo libre.
- N : Número de señales en el enlace.
- C : Duración del ciclo.
- G : Tiempo efectivo en luz verde.
- PF : Factor de ajuste de la progresión.
- v : Volumen.
- c : Capacidad (ajustados por tiempo en luz verde/duración del ciclo).

El factor de ajuste de la progresión está dada por la siguiente fórmula.

$$PF = \frac{(1-P)f_{PA}}{1 - \frac{g}{C}} \quad [17]$$

Donde:

- P : Proporción de vehículos que arriban en luz verde.
- g/C : Proporción de tiempo en luz verde disponible.
- f_{PA} : Factor de ajuste adicional para llegar al grupo en luz verde (aproximadamente = 1).

2.4.4.5 Fórmula Highway Capacity Manual (HCM).

En el (HCM, 2000), el tiempo de viaje en un tramo es estimado por

$$T_f = T_R + d_1 * PF + d_2 + d_3 \quad [18]$$

Donde:

- T_f : Tiempo de viaje en el arco.

- T_R : Tiempo de recorrido (determinado por la clasificación de la calle y su velocidad de flujo libre).
 d_1 : Demora uniforme.
 PF : Factor de ajuste de la Progresión.
 d_2 : Incremento de la demora.
 d_3 : Demora cola inicial.

La demora uniforme es calculado por.

$$d_1 = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, x) \frac{g}{C}\right]} \quad [19]$$

Donde:

- x : Volumen de capacidad (v / c) Relación del grupo de carril.
 C : Duración del ciclo
 g : Tiempo verde efectivo para el grupo de carril.

El incremento de la demora es calculado por:

$$d_2 = 900T \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8kIx}{cT}} \right] \quad [20]$$

Donde:

- T : Duración del periodo de análisis (típicamente, $T=15\text{min}=0.25\text{h}$)
 k : Ajuste de la demora incremental de control de accionamiento (predeterminado para intersecciones, $k=0.5$).
 I : Ajuste de la demora incremental para el filtrado o la dosificación por señales ascendentes (cuando $0 \leq x \leq 1$, $I \approx 1 - 0.91x^{2.68}$; cuando $x > 1$, $I \approx 0.09$).
 c : Capacidad (ajustados por tiempo en luz verde/duración del ciclo).

De los cinco modelos descritos líneas arriba el modelo HCM, requiere más datos.

2.5 Modelo de asignación: transporte privado

Dentro del modelo de asignación de vehículo privado, existen diferentes algoritmos de asignación, en los que varía principalmente el criterio de elección de ruta (Valdes, 2008, p. 31).

La asignación del tránsito sirve para predecir el volumen del tránsito en las vías escogidas por una distancia/tiempo mínimo de ruta. La velocidad del vehículo para seleccionar la ruta de tiempo mínima es gobernada por la relación del volumen del tránsito con la capacidad.

Por lo tanto, la velocidad del vehículo está determinada de acuerdo a las curvas de velocidad-flujo que son gobernadas de acuerdo al número de carriles, flujos de un sentido y de doble sentido, y las condiciones del uso de suelo a lo largo de las vías clasificadas en el área urbana, área rural y vías no pavimentadas.

Los modelos de asignación que más se usa se detallan a continuación, indicando quienes hacen uso de la función BPR y sus valores de α y β . (PROTRANSPORTE, 2008)

2.5.1 Todo o nada

Es el modo de asignación de viajes más simple; parte de la hipótesis es que todos los usuarios tienen perfecto conocimiento de la red e igual percepción de los atributos de ésta. Por tanto se asigna todo el flujo a una misma ruta. Este algoritmo se usa en situaciones sin congestión. En este caso los viajeros no influyen unos a otros, por lo que no se tiene en cuenta la saturación de las vías. **Este modelo no usa los valores de α y β .**

2.5.2 Stoch

Este método distribuye los viajes con un determinado OD entre varias de las rutas posibles, en función de la probabilidad de elección que tiene cada uno de los caminos; la cual se calcula a partir de un modelo del tipo logit. **Este modelo no usa los valores de α y β .** (PROTRANSPORTE, 2008, p. 104)

2.5.3 Restricción de capacidad

Es un método que busca alcanzar una situación de equilibrio a través de un proceso de iteración utilizando el modelo “Todo o nada” y recalculando los tiempos de viajes en función del grado de congestión de las carreteras. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.5.4 Incremental

Es un proceso en el cual se van asignando fracciones del volumen de tráfico en sucesivos pasos. En cada etapa, existe una porción fija del volumen que es asignada según el criterio del “Todo o nada” y al final de cada una, se recalculan los tiempos de viajes en función del volumen de tráfico en cada uno de las redes. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.5.5 Equilibrio de usuario

El procedimiento del modelo de equilibrio de usuario está basado en un algoritmo de aproximación lineal que consiste en la elección del camino más óptimo. Mediante un proceso iterativo se persigue que cada usuario elija la ruta que perciba como la mejor, es decir, aquella que minimiza su costo generalizado de viaje. Al final del proceso se cumple el principio de Wardrop: en el equilibrio, ningún viajero puede reducir su costo generalizado de viaje cambiando la ruta. Por tanto, el costo generalizado de viaje entre un mismo origen y destino será igual en todos los caminos disponibles. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.5.6 Equilibrium Lohse

Se basa en el proceso de aprendizaje de todos los usuarios, basado en una asignación todo o nada, los usuarios hacen uso de lo aprendido en su viaje anterior. El proceso consiste en buscar en forma iterativa varias rutas más cortas, basándose la búsqueda de rutas de la oposición al flujo vehicular para el tráfico actual y la estimada anteriormente. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.5.7 Equilibrio de usuario estocástico

Se pretende tener en cuenta bien la incertidumbre del conductor a la hora de establecer en su decisión cuál es el camino más corto, o bien la posibilidad que tiene un conductor en elegir entre diferentes itinerarios de similar costo. Algoritmo recomendable en situaciones de congestión leve. En éste método no se tiene en cuenta la capacidad de la vía como limitante de su uso. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.5.8 Sistema óptimo

Realiza la asignación de tal manera que el tiempo total de todos los viajes sea mínima, bajo la hipótesis de que la congestión es mínima cuando se les dice a los usuarios que camino utilizar. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.5.9 Dinámica

Este método se basa en la repetición de asignación introduciendo correcciones en cada iteración hasta que en la asignación final no se sobrepase la capacidad en ningún arco añadiendo como elemento de decisión la elección de un viaje de menor tiempo aunque en distancia sea mayor que otro. Para ello se tiene en cuenta la intensidad del tráfico, la velocidad de circulación de las vías. **Este modelo si usa los valores de α y β .**

2.6 Prueba t de Student para muestras relacionadas

En este caso, se contrastan dos medias pertenecientes al mismo grupo, en dos momentos o variables relacionadas (por ejemplo, los valores de α y β deseados y los valores de α y β reales). Con esto contrastamos si existen diferencias entre el valor obtenido en el primer test y el segundo. Ésta se refiere al supuesto caso en el que las dos poblaciones no sean independientes, es decir, el caso en el que se trate de poblaciones relacionadas. Debe cumplir las siguientes características. (Juárez, Villatoro & López, 2011)

- Asignación aleatoria de los grupos.
- Homocedasticidad (homogeneidad de las varianzas de la variable dependiente de los grupos).
- Distribución normal de la variable dependiente en los dos grupos
- Nivel intervalar o de razón de la variable dependiente

Su función es comparar dos mediciones de puntuaciones (medias aritméticas) y determinar que la diferencia no se deba al azar (que la diferencia sea estadísticamente significativa).

La fórmula de la prueba t para muestras relacionadas es la siguiente:

$$t = \frac{M_{post} - M_{pre}}{\frac{\sqrt{[(s_{post}^2 + s_{pre}^2) - (2r_{pp} * s_{pp} * s_{pp})]}}{(N - 1)}} \quad [21]$$

Donde:

- M_{post} : Son las medias de los datos tomados.
 M_{pre} : Son las medias antes de los datos tomados.
 s : La desviación típica.
 R : La correlación entre ambas medidas de trabajo.
 N : El número de casos.

2.6.1 Región crítica y región de aceptación

Se denomina región crítica, al conjunto de valores del estadístico de contraste que nos lleva a rechazar la hipótesis nula. La región crítica serían los valores. de Z cuyo valor absoluto sea mayor que 1.96, en la estadística el valor de Z es recordado como valor que en una distribución normal señala si podemos rechazar la hipótesis nula (superamos o igualamos con el estadístico ese valor) y por lo tanto concluir que hay un efecto estadísticamente significativo.

CAPÍTULO III: DESARROLLO DEL TRABAJO DE LA TESIS

3.1 Formulación del modelo.

Uno de los principales problemas a los que se enfrentan los ingenieros modeladores y planificadores del transporte urbano es la de predecir el impacto sobre una red específica.

Para la obtención de los valores del tiempo de viaje en las vías locales, colectoras y arteriales de las principales vías de la ciudad de Ayacucho, se seguirán las fases siguientes.

- Fase 1: Identificación de las vías más representativas de la ciudad.
- Fase 2: Recopilación de la información base sobre la red vial (Aforo vehicular, velocidad de congestión y velocidad a flujo libre, tiempo de viaje).
- Fase 3: Obtención de datos como capacidad y flujo vehicular con los aforos realizados.
- Fase 4: Calibración de los valores de α y β .

La relación del modo de transporte representativo se muestra en la siguiente tabla donde a los modos original (*) se les conoce como sistema de transporte no convencional o pseudo transporte público o Paratransit, el modo integrado se obtiene a partir de cómo es su comportamiento sobre la red vial (MTC, 2010, p. 36).

Modo Integrado	Modo original
Caminata	Caminata
Transporte Privado	Automóvil
	Taxi (*)
Transporte Público	Mototaxi (*) (1)
	Colectivo (*) (2)
	Taxi colectivo (*) (2)
	Combi
	Microbús
	Ómnibus
Transporte Público red independiente	Sistema BRT
Transporte Público red independiente	Sistema Metro y Tren

Tabla 8 Modos de transporte representativos. Fuente: (MTC, 2010)

Al momento de iniciar el proceso de asignación se precarga con los volúmenes de transporte público, estos volúmenes se asignan de forma previa a los enlaces mixtos (aquellos que comparten el transporte público y el privado) en autos equivalentes, con la finalidad de considerar la congestión que aporta el transporte público.

3.2 Metodología del proceso de calibración

En todo proceso de calibración de un modelo de transporte, se debe iniciar por el transporte privado. En la Figura 11, se muestra la metodología recomendada para este proceso.

La calibración de transporte privado tiene por objetivo reproducir la situación real de tiempos y volúmenes vehiculares en la red vial, verificando que los caminos en el modelo corresponden a las alternativas que efectivamente los usuarios utilizan para realizar sus desplazamientos.

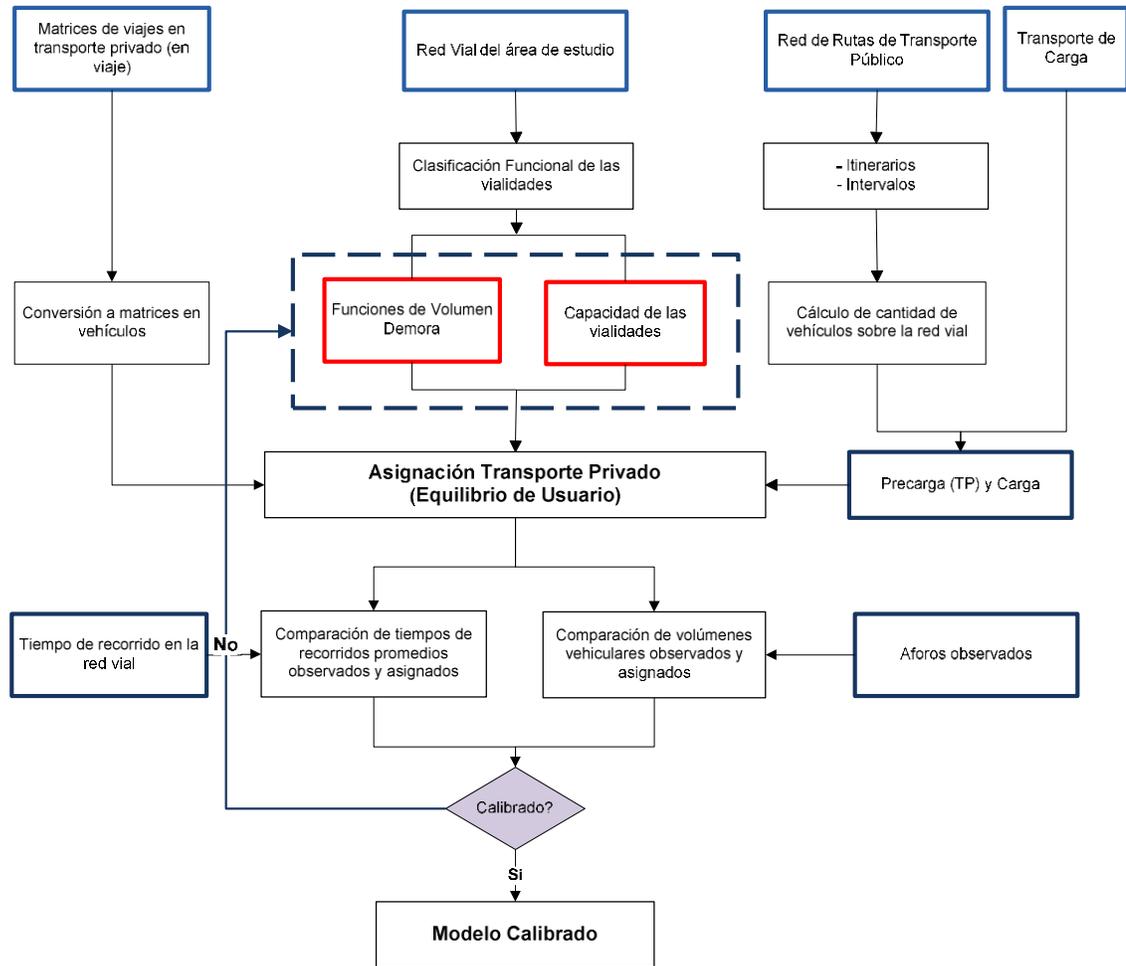


Figura 11 Diagrama de flujo para el proceso de calibración. Fuente: (JICA, 2005)

Para lograr este objetivo, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a. Precarga.- Al momento de iniciar el proceso de asignación se precarga con volúmenes de transporte público, con la finalidad de considerar la congestión que aporta. Las rutas de transporte público tiene rutas fijas por lo tanto siempre estarán presentes en la red vial en la cual este permitida su circulación. Entonces, antes que se asignen los autos existirá la presencia de los vehículos de transporte público, es decir habrá una precarga. Sin embargo, esta precarga debe ser la que corresponde al flujo de vehículos reales de transporte público, por lo tanto es importante conocer el intervalo de paso de cada ruta, para establecer la cantidad de vehículos que circulan por la red vial y se tenga una precarga real. En otras palabras, se debe calibrar el flujo vehicular de transporte público y por añadidura se debe haber calibrado el intervalo de paso de cada ruta.
- b. Camiones de carga.- Si se tiene flujo de camiones se puede incorporar igualmente como precargas. En otros casos, agregar el flujo de camiones de acuerdo a flujos aproximados obtenidas en aforos vehiculares.

- c. Vehículos equivalentes.- Tanto al precarga de vehículos de transporte de público como la de camiones deben estar en vehículos equivalentes de acuerdo a la Tabla siguiente:

Vehículo	Vehículos Equivalente (Veq)
Motocicleta	0.50
Mototaxi	0.75
Auto	1.00
Taxi	1.00
Auto Colectivo	1.00
Combi / camioneta rural	1.25
Microbús	2.50
Bus	3.00
Otros buses	3.00
Camión Pequeño	1.50
Camión Grande	2.50
Camiones Articulados	6.00

Tabla 9 Vehículos Equivalentes Veq.. Fuente: (JICA, 2005).

El factor de equivalencia del mototaxi considerado debe ser verificado en el análisis de otras ciudades a consecuencia de crear mayor impacto de congestión y se vienen proliferando como medios de transporte público y de carga de forma descontrolada.

- d. Capacidad de las vías.- Las capacidades de las vías deben ser consistentes con el período de modelación y deben considerar todos los efectos tal como la semaforización, pendientes, cantidad de carriles etc.
- e. Funciones de volumen-demora.- En la calibración del transporte privado, los parámetros de las funciones de volumen demora son uno de los más importantes que hay que ajustar para lograr reproducir la situación real de los tiempos y aforos sobre la red. El cual será objeto de la tesis.

Para poder determinar los valores de los parámetros de las funciones asignadas a la red vial, se debe seguir un procedimiento iterativo modificando dichos parámetros de manera razonable hasta lograr reproducir en forma aproximada los tiempos de viaje de la red y los flujos vehiculares. Un aspecto importante que apoya este proceso, es la adecuada clasificación vial funcional tal como se mencionó en puntos anteriores, que incluye la determinación de las velocidades de flujo libre.

3.2.1 Longitudes de los tramos

Será considerado la longitud exacta del tramo elegido. Es importante señalar que las longitudes serán verificadas en el terreno y los planos de Catastro de la Municipalidad Provincial de Huamanga.

3.2.2 Tiempo

Las cantidades de muestras para determinar los tiempos de viaje, estará dado por el cuadro siguiente. (CTLIC, 2003)

Rango promedio de la velocidad de recorrido (km/h)	Número mínimo de recorridos para un error permisible específico			
	± 2.0 km/h	± 3.5 km/h	± 5.0 km/h	± 6.5 km/h
5	4	3	2	2
10	8	4	3	3
15	14	7	5	3
20	21	9	6	5
25	28	13	8	6
30	38	16	10	7
35	48	20	12	9
40	60	25	15	10
45	73	30	17	12
50	87	36	20	14
55	102	42	23	16
60	119	49	26	18

Tabla 10 Tamaño mínimo aproximado de la muestra necesario para estudios de tiempos de recorrido y demoras. Con un nivel de confiabilidad del 95.0 %.Fuente: (CTLIC, 2003)

Se ubicarán tramos representativos de la ciudad, para tomar los tiempos de viaje de los vehículos. Sea n el número de vehículos que pasan por la vía y T_i el tiempo de viaje del vehículo i . Tomando el tiempo promedio.

$$T_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n T_i \quad [22]$$

3.2.3 Velocidad

La velocidad es un factor importante en el transporte de los que se pueden clasificar en:

3.2.3.1 Tipos de velocidad

a. Velocidad de operación

Corresponde a la velocidad del percentil 85, que es aquella bajo la cual circula el 85% de los vehículos cuando no existe congestión.

b. Velocidad de diseño.

Corresponde a la máxima velocidad a la que un vehículo puede circular en condiciones de flujo libre, con seguridad ésta es la velocidad en la vía cuando la misma está libre. Esta velocidad depende de las características geométricas de la vía, que condicionan su desempeño operacional.

En Perú, existen estándares reglamentarios de diseño para las vías nacionales, de los que se podrían considerar las velocidades de diseño como velocidad a flujo libre.

Ítems	Vía Expresa	Vía Arterial	Vía Colectora	Vía Local
Velocidad de diseño (km/h)	80	60	50 (45)	40 (30)
Derecho de paso (m)	82	54	50 (32)	20 (15)
Peatones (m)	-	3.5	2.5	1.5
Espacio Lateral (m)	3	3	2.6	2.6
Espacio Vertical (m)	4.5	4.5	3.2	3.2
Ancho de la Vía (m)	3.5 - 3.6	3.3 - 3.5	3.0 - 3.5	2.7 - 3.0
Radio Min. (m)	200	100	50	10
Largo del Tangente (m)	60	40	25	15
Distancia de visibilidad (m)	560	420	350	270
Nivel (%)	3	4	8	12
Medio (m)	12	2	1	-
Largo de la Intersección	300	300	200	100

Tabla 11 Proyecto de Normas y estándares de diseño para vías urbanas, Julio 1987. Fuente: (JICA, 2005)

c. Velocidad límite legal.

Según el Reglamento Nacional de Tránsito, sección IV velocidades, Artículo 162, 165 (RNT, 2009), las velocidades máximas en zona urbana están dadas como:

Vías	Vel. Máxima
En Calles y Jirones	40 Km/h.
En Avenidas	60 Km/h.
En Vías Expresas	80 Km/h.
Zona escolar	30 Km/h.
Zona de hospital	30 Km/h.

Tabla 12 Velocidades máximas según Reglamento Nacional de Tránsito. Fuente: (RNT, 2009).

Indicando que la velocidad mínima en zona urbana y carreteras será la mitad del máximo fijado para cada tipo de vía.

Los estudios de velocidad son efectuados, generalmente, en secciones rectas, a nivel y lejos de intersecciones en los caminos. Asimismo, en lugares específicos de acuerdo a los requerimientos. La hora en que se deben efectuar depende del propósito del estudio.

Una vez determinado el número de observaciones mínimo y el lugar donde se efectúa el estudio, se deberá determinar exactamente los puntos donde se instalarán los observadores. La distancia que los separará está dada por la velocidad de los vehículos. En las áreas urbanas esta distancia es de 40 metros aproximadamente. (ITE, 1976)

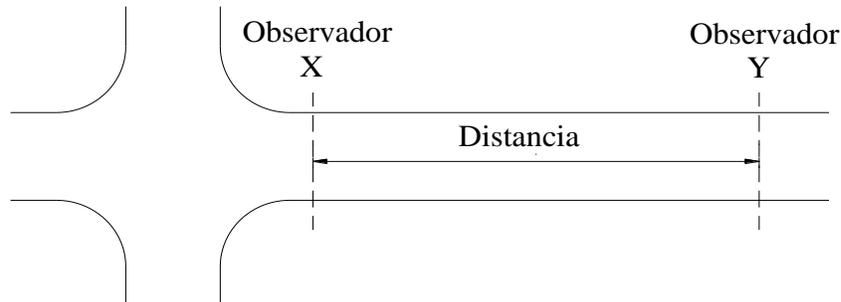


Figura 12 Medida de la velocidad. Fuente: (ITE, 1976)

Para determinar la velocidad de vehículos de flujo variable a partir de la utilización de la BPR, para los horarios del día distintos a aquellos de la modelación de transporte y distintos a aquellos horarios identificados como flujo libre, se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_a = \frac{\text{Longitud}}{t_a} \quad [23]$$

Donde:

- V_a : Velocidad de vehículos de flujo variable para el arco evaluado, obtenido a partir de la BPR.
- Longitud : Longitud del arco evaluado.
- t_a : Tiempo de viaje en auto (vehículo de flujo variable) para el arco evaluado obtenido a partir de la BPR.

Para un estudio de velocidad de recorrido y de viaje se pueden usar los siguientes métodos: medición directa (similar a velocidad instantánea manual), método de las patentes, método del seguimiento y filmación de flujo, método de placas y método de vehículo flotante. Por el que en el desarrollo de la tesis se harán uso de estas dos últimas. (Torres & Pérez, 2002)

3.2.3.2 Métodos de medición de velocidades

a. Método de placas

Consiste en colocar dos brigadas por sentido de circulación en cada uno de los tramos en que se realice la medición, integradas por dos personas. Las brigadas deberán ubicarse en lugares estratégicos del tramo, de tal manera que una persona tome la lectura de la placa y otra con cronómetro en mano la hora de lectura, estos sitios pueden ser la entrada o salida de las estaciones, los reductores de velocidad, topes.

El número de brigadas, dependerá del número de tramos en que se seccione la carretera para realizar los estudios de tiempos de recorrido y velocidades de operación, colocando cuatro brigadas por tramo, dos por sentido de circulación. La información que deberá asentar cada integrante de la brigada en los formatos establecidos para su estudio son: nombre de la carretera, identificación del tramo, fecha, hora de inicio y hora de terminación de la lectura, tipo de vehículo, número de matrícula (placa) y hora en que pasa por el punto de lectura.

Al revisar los números de matrícula, se seleccionan aquellos que coinciden en ambos puntos de lectura del tramo, se clasifican por tipo de vehículo y se obtiene el tiempo de recorrido promedio por sentido de circulación en el tramo, a partir del cual puede ser estimada la velocidad de operación promedio.

Para obtener la velocidad de operación y tiempo total de recorrido de la carretera o de toda la ruta, se obtiene la velocidad ponderada por tipo de vehículo y a partir de ella el tiempo total de recorrido.

b. Método del vehículo flotante

El método del vehículo flotante, consiste en cronometrar el tiempo de recorrido de cada tipo de vehículo. Los responsables del estudio de campo realizan esta medición por persecución, es decir se da seguimiento al tipo de vehículo que se está muestreando.

Cuando se trate de vehículos de pasajeros, los responsables de medir los tiempos de recorrido se incorporan como usuarios en el vehículo objeto de la muestra, cronometrando los recorridos sin considerar los tiempos muertos por paradas continuas (ascenso y descenso de pasajeros).

Los requisitos del tamaño de la muestra, para un estudio de tiempo de recorrido y demora se basan en la necesidad concreta de la información. Se tienen rangos de errores permisibles, en la estimación de la velocidad media de recorrido, que están relacionados con el propósito de la investigación:

- Planeación del transporte y estudios de necesidades viales: $\pm 5,0$ a ± 8 km/h ($\pm 3,0$ a ± 5 mi/h).
- Operación del tránsito, análisis de tendencias, y evaluaciones económicas $\pm 3,5$ a $\pm 6,5$ km/h ($\pm 2,0$ a ± 4 mi/h).
- Estudios de “antes” y “después”, análisis de tendencias y evaluaciones económicas $\pm 2,0$ a $\pm 5,0$ km/h ($\pm 1,0$ a $\pm 3,0$ mi/h).

Para el caso se está evaluando la operación del tránsito, por lo cual el error permisible en la velocidad media de recorrido está en el rango $\pm 3,5$ a $\pm 6,5$ km/h. (CTLIC, 2003)

AFORO DE FLUJO VEHICULAR								
LUGAR PUNTO DE CONTROL:					ESTADO DEL TIEMPO:			
SENTIDO:					FECHA: / / 2014 /			
HORA c/15 min	VEHICULOS							
	Camión Articulado	Camión Grande	Camión Pequeño	Microbus	Camioneta Rural	Auto ¹	Moto Taxi	Motocicleta
								
HORA PUNTA EN LA MAÑANA								
De: 7:15 am								
a: 7:30 am	<input type="checkbox"/>							
De: 7:30 am								
a: 7:45 am	<input type="checkbox"/>							
De: 7:45 am								
a: 8:00 am	<input type="checkbox"/>							
De: 8:00 am								
a: 8:15 am	<input type="checkbox"/>							
HORA PUNTA EN LA TARDE								
De: 12:30 pm								
a: 12:45 pm	<input type="checkbox"/>							
De: 12:45 pm								
a: 13:00 pm	<input type="checkbox"/>							
De: 13:00 pm								
a: 13:15 pm	<input type="checkbox"/>							
De: 13:15 pm								
a: 13:30 pm	<input type="checkbox"/>							
REGISTRADOR:.....								
<small>(1). Automoviles privados (incluye taxis, 4x4, camionetas pick up y station wagon)</small>								

Figura 14 Aforo de los flujos vehiculares. Fuente: Formato de campo, elaboración propia.

3.2.5 Capacidad vial

Estima el número máximo de vehículos que una carretera puede acomodar con razonable seguridad durante un período específico de tiempo. Permite la representación indirecta de las características físicas y geométricas de la vía. El flujo máximo del tránsito de una carretera 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 estimación de la capacidad vial se realiza de acuerdo con la metodología descrita en el Highway Capacity Manual. El Manual de diseño geométrico de carreteras del MTC se refiere explícitamente en su Anexo 01: “Capacidades y niveles de servicio”, a la teoría de capacidad de carreteras desarrollada por (HCM, 2000).

La capacidad (S_f) en carreteras de dos carriles en condiciones ideales se considera como 2,800 veh/hr, considerando solo vehículos pequeños en condiciones ideales, como se puede encontrar en el Manual de diseño geométrico de carreteras (DG, 2013). Esta capacidad ideal se reduce en función de la relación volumen a capacidad máxima considerada posible

sobre la base de la geometría longitudinal y transversal de la vía, porcentaje de zonas de no pasar, distribución direccional del tránsito y porcentaje de vehículos pesados (camiones y ómnibus) presentes en el tránsito. A estos efectos reductores se le han agregado el factor relativo al entorno de la vía, tipificado como rural, suburbano o urbano. La fórmula siguiente muestra los factores de reducción tomados en cuenta (BCEOM-GMI-WSA, 2005):

$$Sf_i = 2,800.(v/c)_i f_d f_w f_{HV} f_A \quad [24]$$

Donde:

- Sf_i : Capacidad para un nivel de servicio i.
- $(v/c)_i$: Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i.
- f_d : Factor de reducción de la capacidad por el desbalance direccional.
- f_w : Factor de reducción por carriles y bermas angostos.
- f_{HV} : Factor de reducción por la presencia de vehículos pesados.
- f_A : Factor de reducción por el entorno de la vía.

Los cuales obtendremos de las siguientes tablas Nro: 13, 14,15,16,17 y 18.

3.2.5.1 Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i (v/c)_i

La Tabla 8.1 del (HCM, 2000) establece relaciones de (v/c)_i por nivel de servicio sobre la base de las características geométricas expresadas en términos del tipo de terreno y el porcentaje de zonas sin visibilidad de paso. En la siguiente tabla se muestra los valores del (HCM, 2000) para esta relación en función del tipo de terreno y rango de velocidad de flujo libre para los niveles de servicio “D” y “E”, que corresponden a vías de 2 carriles en base al ancho total disponible, ver la Tabla 16.

Tipo de terreno	N.S.	% de zonas de no pasar				
		0	20	40	80	100
Plano	D	0.64	0.62	0.60	0.58	0.57
	E	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ondulado	D	0.62	0.57	0.52	0.46	0.43
	E	0.97	0.94	0.92	0.90	0.90
Montañoso	D	0.58	0.50	0.45	0.37	0.33
	E	0.91	0.87	0.84	0.80	0.78

Tabla 13 Relación (v/c)_i en función del terreno y la zonas de no pasar. Fuente: (HCM, 2000)

En la elaboración del Plan Intermodal de Transportes del Perú - Ministerio de Transportes y Comunicaciones/OGPP. Consorcio BCEOM-GMI-WSA. Junio de 2005, se ha establecido un procedimiento simplificado para asignar valores de v/c en los tramos de la red. (BCEOM-GMI-WSA, 2005)

La velocidad de flujo libre de cada tramo, es decir, la velocidad a la cual se puede circular sin considerar el efecto del volumen de tránsito y en un pavimento en buenas condiciones, se usará como indicativo de las características geométricas generales. La velocidad de flujo libre depende tanto del alineamiento vertical como horizontal; por lo que una carretera de baja velocidad es una carretera con poca visibilidad de paso. Adicionalmente, se considera adecuado utilizar valores de $(v/c)_i$ por debajo de los máximos estimados en (HCM, 2000) dado que la operación del tránsito en carreteras de dos carriles se convierte en altamente inestable cuando se aproxima a la capacidad.

La tabla siguiente muestra los valores adoptados en el estudio del (BCEOM-GMI-WSA, 2005), para esta relación $(v/c)_i$ en función del tipo de terreno y rango de velocidad de flujo libre.

Tipo de terreno	Velocidad de Flujo Libre	
	> 60 kph	< 60 kph
Plano	0.90	0.90
Ondulado	0.90	0.80
Montañoso	0.80	0.70

Tabla 14 Relación $(v/c)_i$ en función del terreno y la velocidad. Fuente: (BCEOM-GMI-WSA, 2005).

3.2.5.2 Factor de distribución direccional f_d

El (HCM, 2000) establece una relación aproximadamente lineal para este valor, la cual se mantendrá en el cálculo de la capacidad. Los valores de este parámetro se muestran en la tabla siguiente.

Distribución de dirección (%)	f_d
50/50	1.00
60/40	0.94
70/30	0.89
80/20	0.83
90/10	0.75
100/0	0.71

Tabla 15 Factor de distribución direccional f_d . Fuente: (HCM, 2000)

Este factor se vuelve más crítico en la medida que aumenta el desbalance en el flujo en cada sentido. La variación en f_d se puede representar mediante la ecuación de una recta de la forma:

$$f_d = 1.00 - 5.71 \cdot 10^{-3} (DD - 50) \quad [25]$$

Donde:

DD : Representa el porcentaje de tránsito en la dirección de mayor flujo.

3.2.5.3 Factor de ajuste por carriles y bermas angostas f_w

El factor f_w toma en cuenta la reducción en capacidad debido al efecto restrictivo de los carriles angostos, menores de 3.65 m, y de las bermas menores de 1.80 m de ancho. La Tabla 8-5 del (HCM, 2000) establece los valores recomendados. Estos valores se pueden expresar por medio de la siguiente ecuación, la cual mantiene una correlación de 98 % y resulta más práctica para su uso, siempre que se aplique sobre el mismo rango de valores de ancho de carril y bermas.

$$f_w = 0.278W + 0.147H - 0.279 \quad [26]$$

Donde:

f_w : Factor de ajuste por carriles y bermas angostas.
W : Ancho de carril, máximo 3.65 m.
H : Ancho de berma, máximo 1.80 m.

El resultado del inventario vial muestra una gran variedad de combinaciones de ancho de calzada de rodadura y bermas, por lo que se definieron secciones típicas en los tramos en estudio para normalizar el análisis y proveer una base más uniforme para la evaluación de la red y la formulación de los proyectos.

De la Tabla 16, las secciones típicas A y B corresponden a autopistas, autovías y carreteras de múltiples carriles que no se considera en la tesis, mientras que las secciones C, D, E y F corresponden a carreteras de dos carriles. La tabla siguiente muestra las secciones típicas para dos carriles. En base al ancho total disponible se ha distribuido la sección asignando una berma teórica, el espacio normalmente utilizado como despeje lateral. El remanente del

ancho disponible se divide por dos para asignar el ancho de carril, el cual es utilizado para el cálculo del factor de ajuste por ancho de carril y berma.

Tipo de sección Para carreteras de 2 carriles	Ancho Total At(m)	Berma teórica Ht(m)
C	10.50 - 12.00	1.80
D	8.50 - 10.50	1.50
E	6.75 - 8.50	1.00
F	< 6.75	0.75

Tabla 16 Secciones típicas, anchos de carril y bermas. Fuente: (HCM, 2000)

3.2.5.4 Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}

Este factor toma en cuenta el efecto restrictivo de los vehículos pesados (camiones y ómnibus) en el flujo de tránsito, debido a su mayor tamaño y menor capacidad de ajuste de velocidad. Este efecto depende del tipo de terreno, del porcentaje de vehículos pesados y del nivel de servicio o condición de operación de la vía (HCM, 2000).

$$f_{HV} = 1 / [(1 + P_T (E_T - 1) + P_B (E_B - 1))] \quad [27]$$

Donde:

P_T / P_B : Proporción de camiones / ómnibus en el flujo de tránsito.

E_T / E_B : Equivalentes de camiones / ómnibus en términos de vehículos pequeños.

Los valores de equivalencias para camiones y ómnibus en términos de vehículos de pasajeros se toman de la Tabla 8-6 del (HCM, 2000), como sigue:

Tipo de vehículo	Tipo de terreno			
	Plano	Ondulado	Montañoso	Pendientes críticas
Camión	2.0	5.0	12.0	16.0
Ómnibus	1.6	2.9	6.5	10.0

Tabla 17 Equivalentes para camiones y ómnibus. Fuente: (HCM, 2000)

El caso de las pendientes fuertes y extendidas será analizado en forma específica, dependiendo de las características del tramo analizado.

3.2.5.5 Factor de ajuste por condición del entorno, f_A

Como se mencionó, el (HCM, 2000) solo considera las carreteras de dos carriles en un entorno rural; es decir, con poca fricción lateral debido a vehículos entrando y saliendo al flujo, paradas de ómnibus, intersecciones, etc. Sin embargo; en la red en estudio existen tramos en esta condición, por lo que se propone utilizar un análisis aproximado de condición urbana para arribar a un estimado de capacidad.

La tasa de flujo de un carril con vías anchas, plano y sin vehículos pesados es de 1,900 veh/hr. Considerando una distribución direccional de 65/35, valor medio usual en áreas urbanas de Estados Unidos, se tendría una capacidad total de 2,925 veh/hr de luz verde en una intersección. Si se considera que la vía analizada mantendrá el derecho de paso al menos el 50% del tiempo, se tendría una capacidad total aproximada de 1,460 veh/hr. (HCM, 2000)

Comparando este valor con la tasa de flujo ideal en caminos rurales (2,800 veh/hr) se tendría un factor de ajuste $f_A = 0.52$. Al aplicar este ajuste a la capacidad ideal como un factor adicional en la ecuación del HCM es necesario considerar que el efecto direccional ya ha sido incorporado y que el factor f_d debe fijarse como 1.00. El factor $f_A = 0.52$ solo aplica cuando el tramo analizado es clasificado como urbano. Para el caso de los tramos clasificados como suburbanos se recomienda tomar un valor intermedio entre el caso rural y el urbano, con un factor $f_A = 0.76$. Es importante notar que el efecto urbano o suburbano no solo afecta la capacidad, sino también la velocidad media del tramo, lo cual será considerado al fijar las velocidades básicas de cada tramo (BCEOM-GMI-WSA, 2005).

3.2.5.6 Conversión de la capacidad horaria en capacidad diaria

Para convertir la capacidad horaria en capacidad de tránsito diario se divide entre el Factor de Concentración Horaria (K), el cual se obtiene de los aforos de tránsito y refleja la fracción de la demanda total del día que se concentra en la hora de máximo flujo. Este factor generalmente varía entre 0.05 y 0.10. El valor promedio del Factor de Concentración Horaria, establecido sobre la base de los conteos realizados en el marco del PIT, es igual a 0.074. (BCEOM-GMI-WSA, 2005)

CARRETERAS DE MÚLTIPLES CARRILES

La capacidad (S_f) de una carretera multi carriles es estimada en 2,000 vehículos ligeros por hora y por carril en las condiciones ideales de circulación (DG, 2013). Esta capacidad ideal debe ser reducida para tener en cuenta las características de la infraestructura y de la proporción de vehículos pesados en el conjunto del tráfico.

A título de ejemplo, el cuadro siguiente presenta la capacidad diaria por tipo de carretera, terreno y fricción lateral, tomando en cuenta las hipótesis siguientes:

Porcentaje de camiones: 33%

Porcentaje de ómnibus: 16 %

Factor de concentración horaria: 0.074 (capacidad diaria = capacidad horaria / 0.074)

Tipo de carretera según ancho (m)		Fricción lateral según entorno (vehículos por día)		
Calzada	Berma	Rural	Suburbano	Urbano
Terreno plano				
2 x 10.95 m	2 x 3.00 m	114,965	110,320	110,320
2 x 7.30 m	2 x 2.40 m	76,644	73,547	73,547
7.30 m	2 x 1.80 m	23,120	21,836	15,413
6.60 m	2 x 1.50 m	19,852	18,749	13,325
5.50 m	2 x 1.00 m	14,619	13,807	9,746
4.50 m	2 x 0.75 m	10,557	9,971	7,038
Terreno ondulado				
2 x 10.95 m	2 x 3.00 m	72,497	69,568	69,568
2 x 7.30 m	2 x 2.40 m	48,331	46,379	46,379
7.30 m	2 x 1.80 m	12,591	111,891	8,394
6.60 m	2 x 1.50 m	10,811	10,211	7,207
5.50 m	2 x 1.00 m	7,961	7,519	5,308
4.50 m	2 x 0.75 m	5,749	5,430	3,833
Terreno montañoso				
2 x 10.95 m	2 x 3.00 m	41,694	40,009	40,009
2 x 7.30 m	2 x 2.40 m	27,796	26,673	26,673
7.30 m	2 x 1.80 m	5,338	5,672	4,004
6.60 m	2 x 1.50 m	4,584	4,870	3,438
5.50 m	2 x 1.00 m	3,375	3,586	2,532
4.50 m	2 x 0.75 m	2,437	2,590	1,828

Tabla 18 Capacidad diaria por tipo de carretera, terreno y fricción lateral en vehículos/día. Fuente: (BCEOM-GMI-WSA, 2005)

3.3 Cálculo de los parámetros de α y β

3.3.1 Solución Número 1, haciendo uso de valores aproximados

Sea la ecuación:

$$T_f = t_0 \left[1 + \alpha \left(\frac{V}{C} \right)^\beta \right] \quad [28]$$

$$\frac{T_f}{t_0} = 1 + \alpha \left(\frac{V}{C} \right)^\beta \quad [29]$$

$$\frac{T_f - t_0}{t_0} = \alpha \left(\frac{V}{C} \right)^\beta \quad [30]$$

Tomando logaritmos:

$$Ln\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) = Ln(\alpha) + \beta \cdot Ln\left(\frac{V}{C}\right) \quad [31]$$

$$\beta = \frac{Ln\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) - Ln(\alpha)}{Ln\left(\frac{V}{C}\right)} \quad [32]$$

Aproximando valores de α la forma siguiente (HCM, 1985, p. 11):

$$\alpha = \frac{s_0}{s_c} - 1 \quad [33]$$

Reemplazando los valores respectivos se tendrán valores aproximados, con la toma de datos solo en la hora punta:

3.3.2 Solución Número 2, haciendo uso de solución matricial

Retomando la ecuación [30]:

$$\text{Ln.}\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) = \text{Ln.}(\alpha) + \beta \cdot \text{Ln.}\left(\frac{V}{C}\right) \quad [34]$$

$$Y = \text{Ln.}\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) \quad [35]$$

$$X = \text{Ln.}\left(\frac{V}{C}\right) \quad [36]$$

$$a = \text{Ln.}(\alpha), \quad \alpha = e^a \quad [37]$$

Se tendrá una ecuación lineal de 2 variables del tipo:

$$Y = a + \beta X \quad [38]$$

Siendo [Yi], la matriz en función de los tiempos de viaje (T_f) tomados en el tiempo i; [Xi], la matriz en función del volumen en el tiempo i.

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \\ \dots \\ Y_n \end{bmatrix}; X = \begin{bmatrix} 1 & X_1 \\ 1 & X_2 \\ 1 & X_3 \\ 1 & \dots \\ 1 & X_n \end{bmatrix} \quad [39]$$

Cuya solución es:

$$[Y] = \begin{bmatrix} a \\ \beta \end{bmatrix} \times [X] \quad [40]$$

$$[X^T][Y] = \begin{bmatrix} a \\ \beta \end{bmatrix} \times [X^T][X] \quad [41]$$

$$\begin{bmatrix} a \\ \beta \end{bmatrix} = ([X^T][X])^{-1} \times [X^T][Y] \quad [42]$$

3.4 Diagnóstico del sistema actual del transporte público

3.4.1 Área y ámbito de estudio

El área de estudio está definida por el territorio urbano de la provincia de Huamanga y sus distritos de San Juan Bautista, Carmen Alto, Jesús Nazareno y Mariscal Cáceres. Con una población total de 170,871 habitantes y su tasa de crecimiento anual es de 2,5% según el Censo de 2007 (INEI, 2007, p. 30), con un área de 2.981 km² es considerado ciudad media por tener una población entre los 50,000 y 500,000 habitantes.

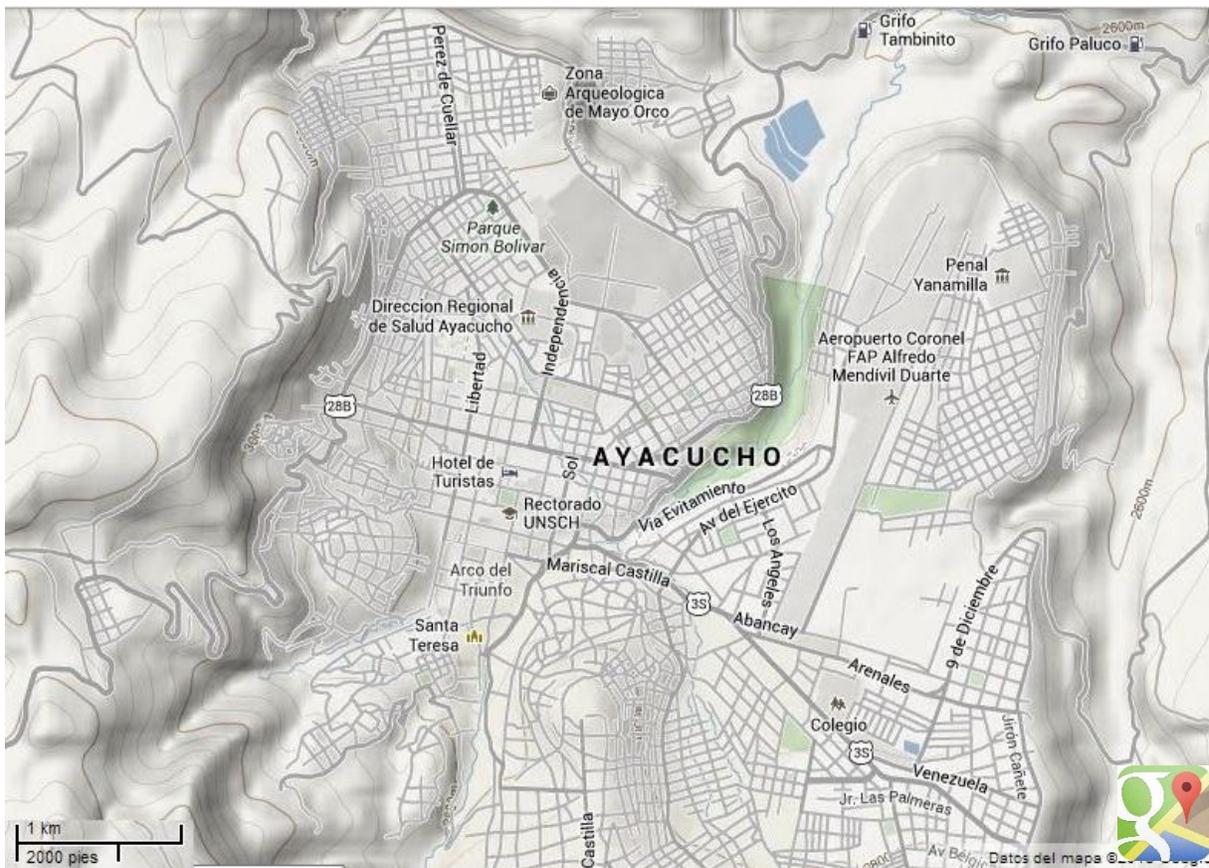


Figura 15 Área de estudio en la ciudad de Ayacucho a curvas de nivel. Fuente: Google Maps, elaboración propia.

3.4.2 Modos de transporte en el área de estudio.

Los modos de transporte que existen en la ciudad de Ayacucho son:

	
<p>Motos lineales, que están siendo usados como modo de transporte públicos de manera informal.</p>	<p>Mototaxis.</p>
	
<p>Taxi estación (Tipo sedan)</p>	<p>Taxi estación (Tipo Station Wagon)</p>
	
<p>Camioneta 4x4 Movilidad particular</p>	<p>Movilidad Particular para escolares</p>

	
<p>Camioneta rural (Combi); minibús con una sola puerta, con capacidad de 15 a 24 pasajeros (sentados y parados)</p>	<p>Microbús; en la actualidad se tiene un total de 21 rutas de transporte urbano de pasajeros, con itinerarios establecidos por la Municipalidad Provincial de Huamanga.</p>
	
<p>Camión, En esta categoría se incluyen todas las unidades del tipo camión y sus variantes: Camiones C2, C3, C4, Semi trailer y Trailer.</p>	<p>Vehículos de transporte pesado, por la presencia de obras viales en el departamento de Ayacucho.</p>

Figura 16 Modos de transporte de la ciudad de Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN Y CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS

4.1 Resultados del trabajo en campo.

4.1.1 Lugar

Primero se hará una evaluación global del movimiento del tránsito en las vías de la ciudad de Ayacucho, para conocer cuáles son los tramos viales más cargados vehicularmente.

Como antecedente de clasificación vial se tiene el Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Ayacucho, por el cual las vías fueron clasificadas en 04 categorías diferentes. Con esta clasificación se abarcaron todos los tipos de vía existentes en la ciudad, considerando las características físicas, el número de carriles de las vías que estos representan. (MPH, 2008, p. 104)

La propuesta considerada es la consolidación de tres anillos viales: El anillo vial periférico que circunda la ciudad, el anillo vial central, que circunda la zona más importante del Centro Histórico y el anillo vial intermedio, que se ubica entre los dos anillos mencionados que facilita la circulación a las diversas zonas de la ciudad.

Dada la irregular topografía de la superficie urbana, se encuentran tramos con fuerte pendiente y ondulaciones además de fallas en la plataforma longitudinal de las pistas. Además del ancho variable de sus vías, tal es así que no hubo una planificación adecuada para la demanda de transportes en las zonas atractoras de viaje, que como consecuencia ocasiona la actual congestión vehicular.

Cabe destacar también el mal estado del pavimento con el que actualmente cuenta la ciudad, el cual ocasiona retrasos y demoras en la operación vehicular, además de la falta de estacionamientos ya que los vehículos son estacionados en la vía pública.

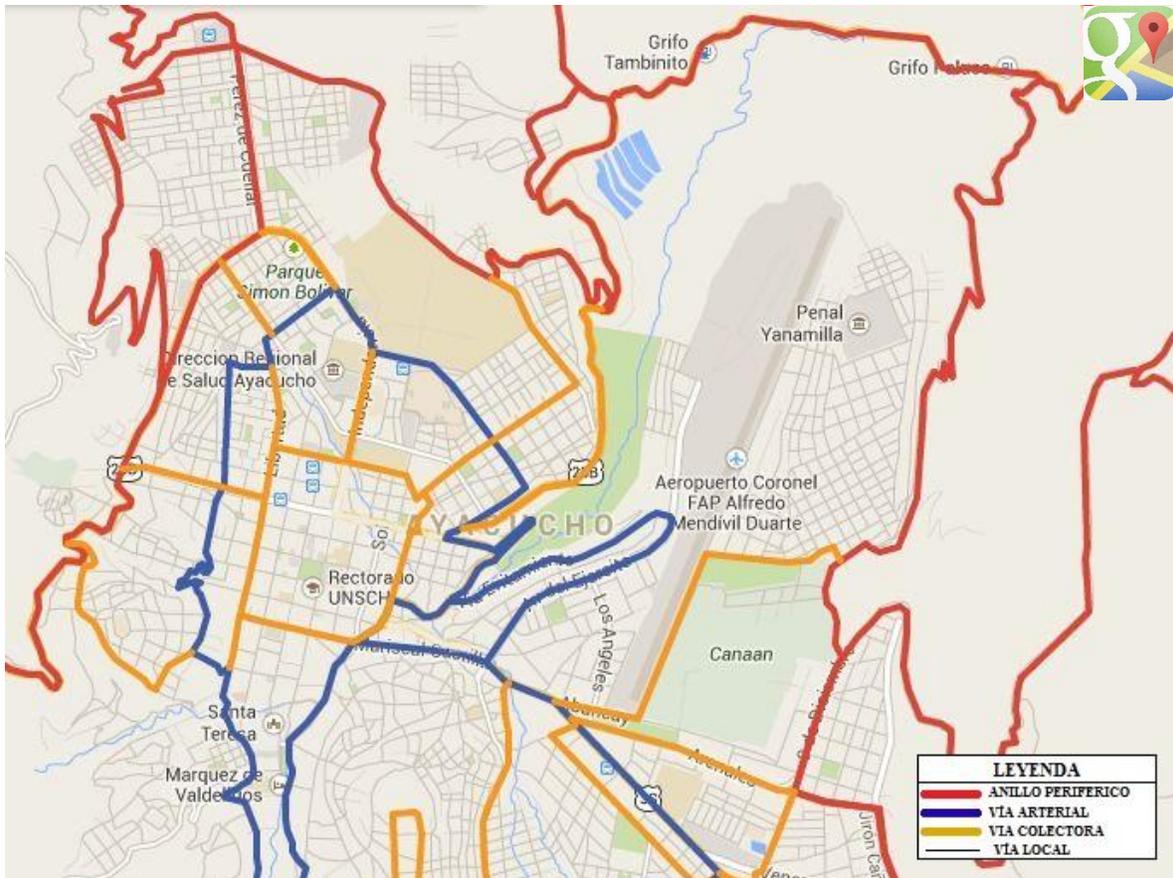


Figura 17 Clasificación de vías de la ciudad de Ayacucho: Arteriales, colectoras y locales. Fuente: (MPH, 2008), Google Maps, elaboración propia.

A continuación se detalla la clasificación de las vías con sus secciones transversales respectivas:

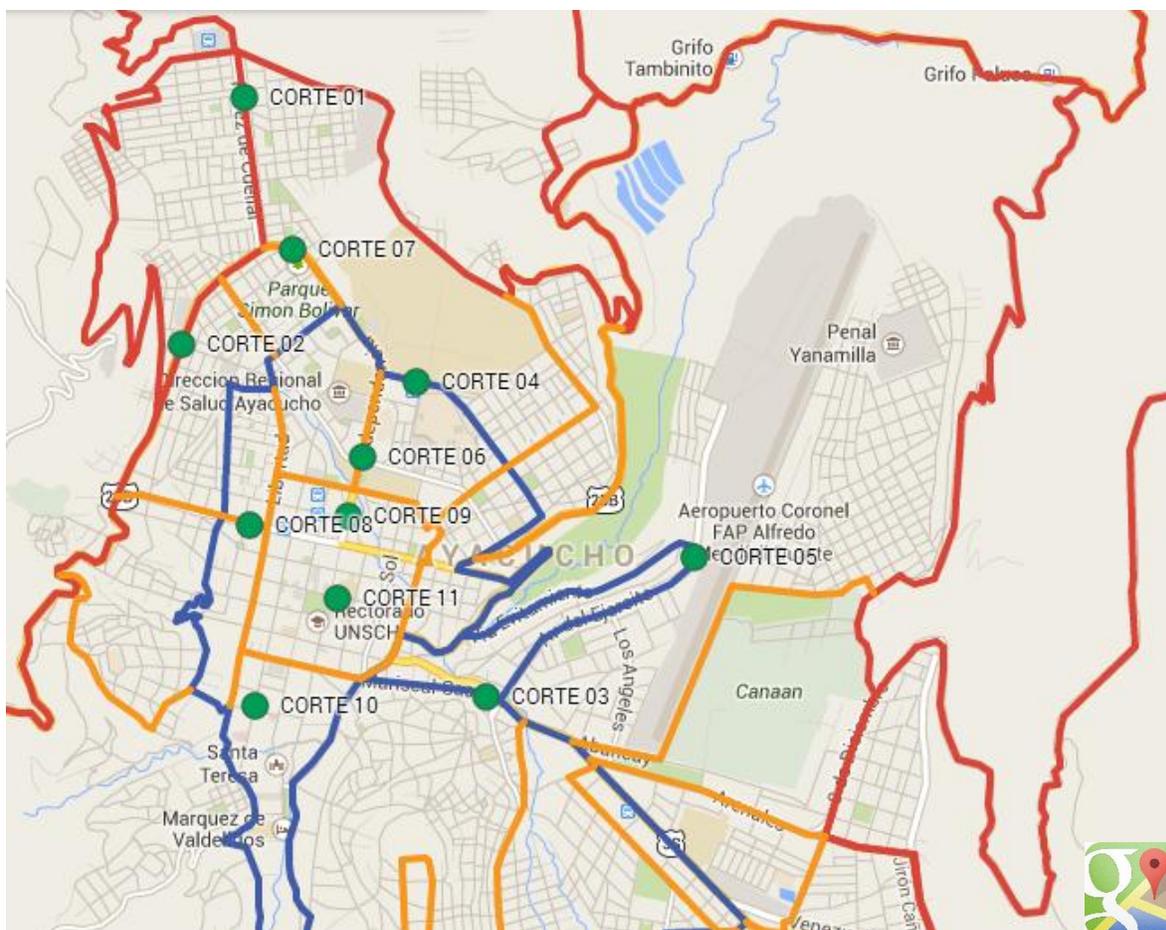


Figura 18 Plano general de los puntos de las secciones transversales. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.

4.1.1.1 Vías Expresas

El Anillo vial periférico fue una vía propuesta en el Plan Director de 1996 y se encuentra parcialmente habilitada. Se plantea culminar la construcción de este anillo ya que permitirá ordenar el tránsito, restringiendo la circulación de tránsito pesado en la ciudad, y facilitando la circulación de una zona a otra utilizándola como una vía expresa.

VÍAS EXPRESAS							
Vía	Altura	Vereda Izquierda.	Calzada Izquierda	Berma central	Calzada Derecha	Vereda Derecha	Sección total
Vía Los Libertadores	Grifo Ayacucho	5.10	4.75	0.00	4.75	0.00	14.60
Av. Perez de Cuellar	Asoc. Los vencedores	3.60	8.00	26.90	10.10	3.00	51.60
Vía Los Libertadores	Av. Mariscal Cáceres	6.10	5.00	0.00	5.00	0.00	16.10
Av. Perez de Cuellar	Av. Independencia	3.10	8.00	27.00	9.00	3.10	50.20

Tabla 19 Secciones transversales de las principales vías expresas o anillo vial periférico Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

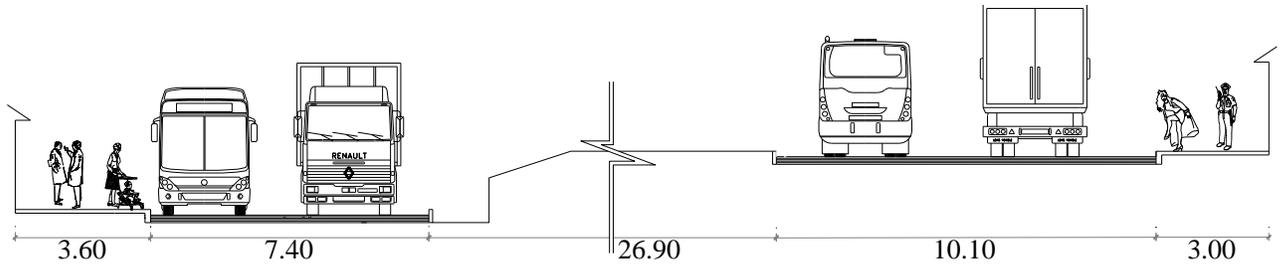


Figura 19 Corte 01: Av. J. Pérez de Cuellar y la Asoc. Los Vencedores. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

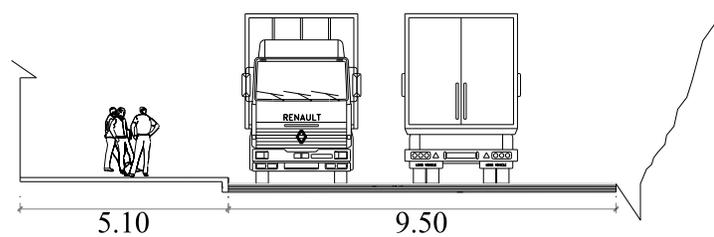


Figura 20 Corte 02: Vía Los Libertadores a la altura del grifo Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

Esta vía fue excluida, para el análisis de la presente tesis, ya que son vías que están ubicadas fuera del casco urbano, como vías de evitamiento para evitar el ingreso al centro de la ciudad.

4.1.1.2 Vías Arteriales.

El anillo vial intermedio, considerados como vías alternas de sección variable. Son vías que tienen principalmente la función de paso y con un bajo nivel de accesibilidad hacia los predios adyacentes. Hay interferencias en su recorrido generado por intersecciones a nivel con otras vías, resueltas por semaforización. Generalmente tienen vías auxiliares a ambos lados.

VÍAS ARTERIALES							
Vía	Altura	Vereda Izquierda.	Calzada Izquierda	Berma central	Calzada Derecha	Vereda Derecha	Sección total
Av. Mariscal Castilla	Puente Ejército	1.80	5.00	0.00	5.00	1.40	13.20
Av. Independencia	Compania Bomberos	3.80	7.40	5.40	7.60	3.40	27.60
Av. Universitaria	Jr. Pichincha	5.60	6.20	3.00	6.20	5.60	26.60
Av. Del Ejército	Vía Evitamiento	2.00	5.80	0.60	5.80	1.20	15.40
Vía Evitamiento	Av. Del Ejército	1.50	7.10	0.00	0.00	0.00	8.60
Vía Evitamiento	Zoológico	1.80	8.10	0.00	0.00	0.00	9.90
Av. Universitaria	Av. Independencia	5.70	6.20	3.00	6.20	5.80	26.90
Av. Del Ejército	Aeropuerto	2.00	5.80	0.60	5.80	2.00	16.20

Tabla 20 Secciones transversales de las principales vías arteriales. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

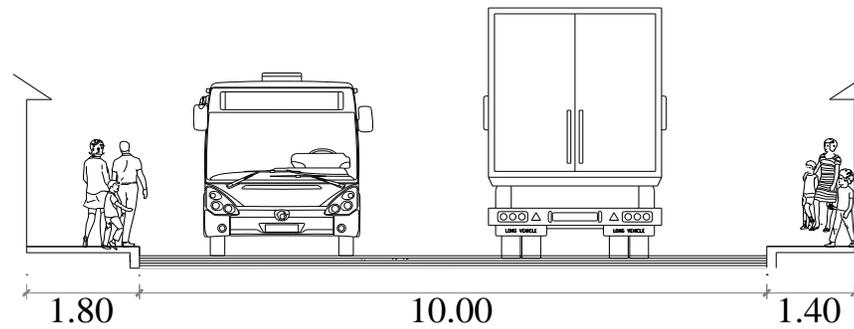


Figura 21 Corte 03: Av. Mariscal Castilla a la altura del Puente Ejército. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

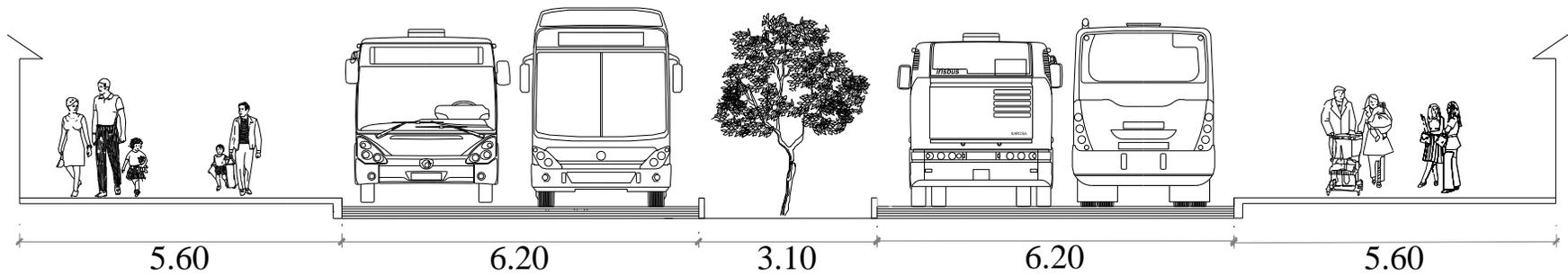


Figura 22 Corte 04: Av. Universitaria a la altura del Jr. Pichincha. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

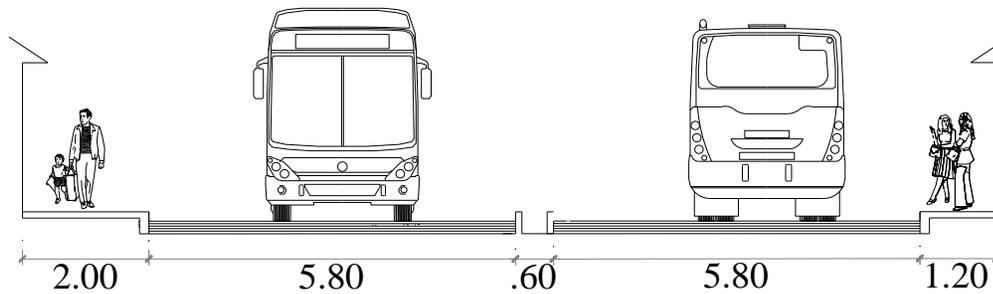


Figura 23 Corte 05: Av. Del Ejército a la altura de la vía de Evitamiento. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

La vía más representativa para el estudio de velocidades que se escogió, es la Av. Mariscal Castilla (Figura 21), comprendida entre la Av. Del Ejército y el Pasaje 2 de Mayo con una longitud de 632.30 m, para los vehículos que circulan en sentido Este – Oeste (hacia el centro de la ciudad). No existen señales verticales ni marcas horizontales sobre el pavimento, ni ningún otro tipo de elemento de control.

Se tomó esta vía ya que es la única vía de conexión de pase obligatorio para dirigirse al centro de la ciudad de sur a norte y viceversa, pasando además a través de ella 18 rutas de transporte público de las 21 rutas existentes, existiendo además puntos atractoras de viaje cercanos como son el aeropuerto, el cementerio, el terminal sur, el seguro social EsSalud, Institutos tecnológico Víctor Alvares Huapaya, entre otros. congestionándose en las horas punta ocasionando atrasos en los tiempos de viaje.

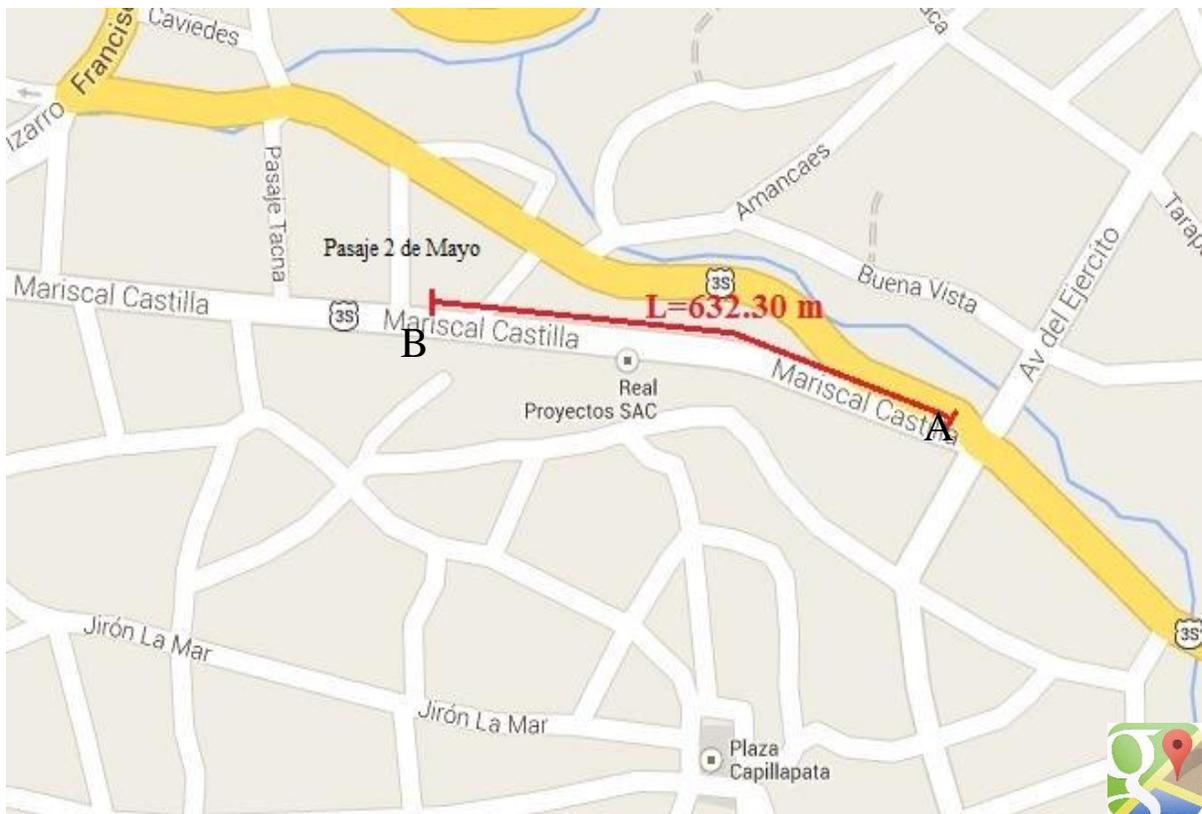


Figura 24 Av. Mariscal Castilla, entre la Av. Del Ejército y el Pasaje 2 de Mayo. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.



Figura 25 Av. Mariscal Castilla, a la altura de la Av. Del Ejército (Punto A). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.



Figura 26 Av. Mariscal Castilla, a la altura del Pasaje 2 de Mayo (Punto B). Fuente: Trab.de campo, elaboración propia.

4.1.1.3 Vías Colectoras

Considerado como el anillo vial central que circunda la zona más importante del Centro Histórico, que permitirá ordenar el tránsito evitando la saturación de la zona central. Desde este anillo se articularán las vías colectoras para facilitar la comunicación hacia el anillo vial intermedio, y el conjunto de la ciudad. Son vías que tienen principalmente la función de acceso y con un bajo nivel de tránsito de paso. Hay en su recorrido frecuentes intersecciones a nivel, circulándose a velocidades medias y bajas.

VÍAS COLECTORAS					
Vía	Altura	Vereda Izquierda.	Calzada	Vereda Derecha	Sección total
Av. Independencia	Av. Del Deporte	1.50	14.70	2.00	18.20
Jr. Libertad	Jr. Callao	1.20	4.40	1.30	6.90
Jr. Libertad	Av. Mariscal Cáceres	1.50	6.00	1.20	8.70
Jr. Libertad	Jr. Manco Cápac	2.00	8.80	2.00	12.80
Jr. Quinua	Jr. Libertad	2.10	6.60	2.10	10.80
Jr. Quinua	Jr. Asamblea	1.20	10.70	1.20	13.10
Jr. Quinua	Jr. Garcilaso de la V.	2.60	6.55	2.15	11.30
Jr. F. Vivanco	Jr. 2 de Mayo	1.30	5.20	1.40	7.90
Jr. Quinua	Jr. 3 Máscaras	0.90	5.80	1.50	8.20
Jr. Quinua	Jr. Grau	1.30	5.70	1.20	8.20
Av. Independencia	Parq. Simón Bolívar	3.60	20	3.2	26.80
Jr. Vivanco	Jr.2 de Mayo	1.30	5.20	1.40	7.90

Tabla 21 Secciones transversales de las principales vías colectoras. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

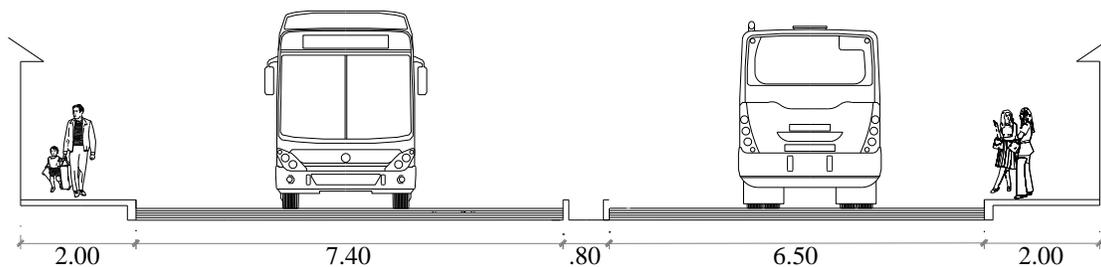


Figura 27 Corte 06: Av. Independencia a la altura de la Av. del Deporte. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

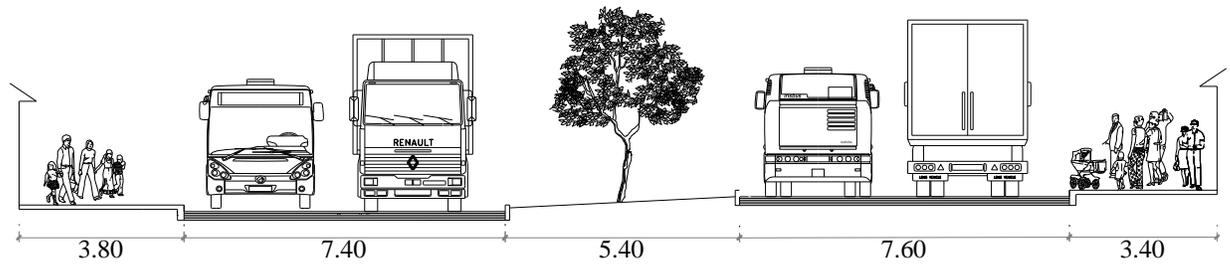


Figura 28 Corte 07: Av. Independencia a la altura de la Av. Javier Pérez de Cuellar. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

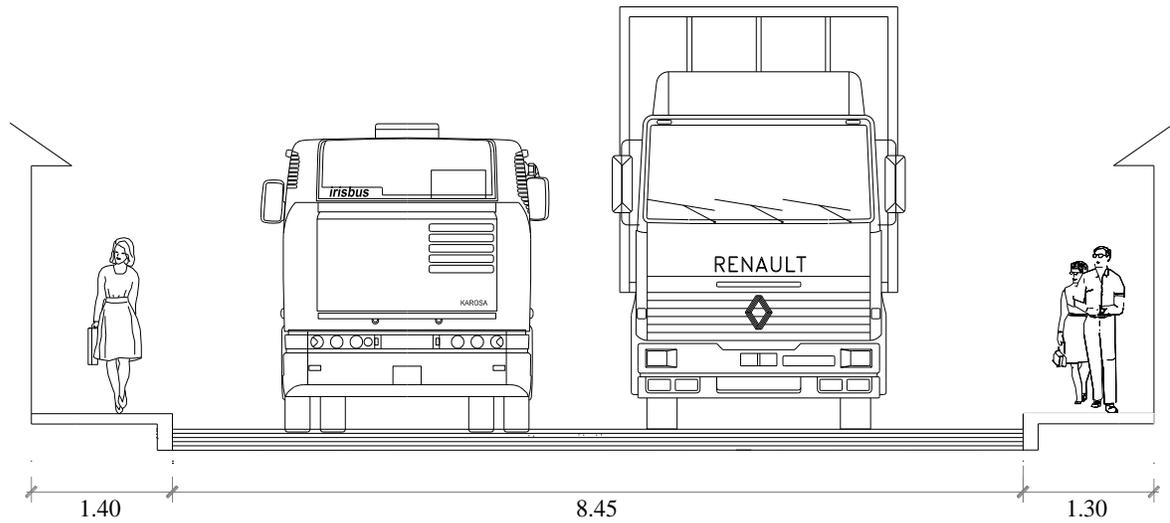


Figura 29 Corte 08: Av. Mariscal Cáceres a la altura del Jr. Libertad. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

La vía representativa para el estudio de velocidades, es la Av. Independencia (Corte 06), entre la Av. Del Deporte y el Jr. Bolívar, con una longitud de 247.00 m, para los vehículos que circulan en sentido Sur a Norte. No existen señales verticales ni marcas horizontales sobre el pavimento, ni ningún otro tipo de elemento de control, en ambas intersecciones existen semáforos.

Se escogió esta vía ya que además de ser la vía colectora más representativa, sufre los problemas de congestión y embotellamiento como consecuencia del tráfico vehicular ocasionado por puntos atractores de viaje cercanos y por los que atraviesa como son el estadio Leoncio Prado, la gran unidad escolar Mariscal Cáceres, hospital regional de Ayacucho, la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, la residencia universitaria, el instituto tecnológico Hierro Pozo, entre otros.



Figura 30 Av. Independencia entre la Av. Del Deporte y el Jr. Bolívar. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.



Figura 31 Av. Independencia, a la altura de la Av. Del Deporte (Punto A). Fuente: Trab. de campo, elaboración propia.



Figura 32 Av. Independencia, a la altura del Jr. Bolívar (Punto B). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

4.1.1.4 Vías Locales

Son las vías que tienen principalmente la función de acceso a las propiedades, junto a un mínimo o nulo nivel de paso. Hay permanentes interferencias en su recorrido generado por intersecciones a nivel. Se circula a bajas velocidades.

VÍAS LOCALES					
Vía	Altura	Vereda Izquierda.	Calzada	Vereda Derecha	Sección total
Jr. Asamblea	Jr. Manco Cápac	0.80	6.10	1.30	8.20
Jr.2 de Mayo	Jr.San Martin	2.40	3.50	2.30	8.20
Jr.2 de Mayo	Arco en la alameda	0.60	4.00	0.00	4.60
Jr.2 de Mayo	Jr. F. Vivanco	1.25	4.70	1.10	7.05
Jr.28 de Julio	Jr. San Juan de Dio	1.30	5.70	1.90	8.90
Jr.28 de Julio	Jr. F.Vivanco	1.20	11.50	1.60	14.30
Jr.28 de Julio	Jr.Callao	0.00	9.70	0.00	9.70
Jr.28 de Julio	Jr.San Martin	0.00	7.70	0.00	7.70
Jr.Callao	Jr.9 de Diciembre	1.69	4.60	1.67	7.96
Jr.Arequipa	Jr.2 de Mayo	2.30	3.45	2.30	8.05

Tabla 22 Secciones transversales de las principales vías locales. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

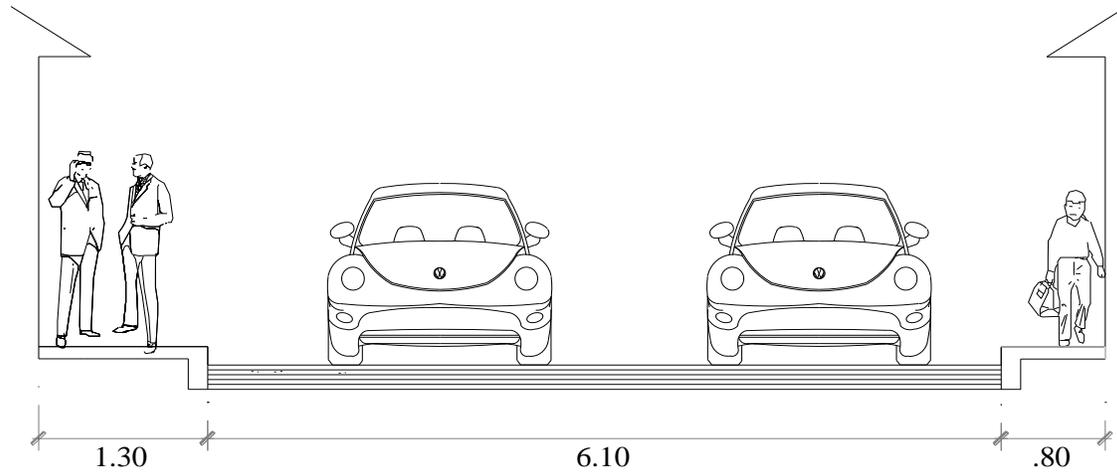


Figura 33 Corte 09: Jr. Asamblea a la altura del Jr. Manco Cápac. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

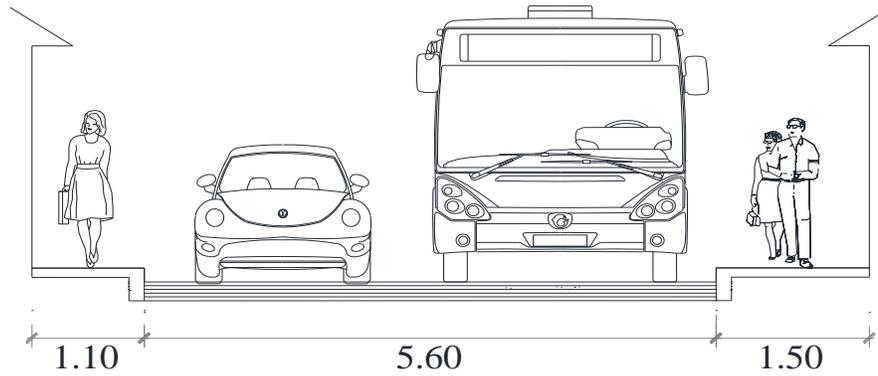


Figura 34 Corte 10: Jr. Grau a la altura del Jr. Chorro. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

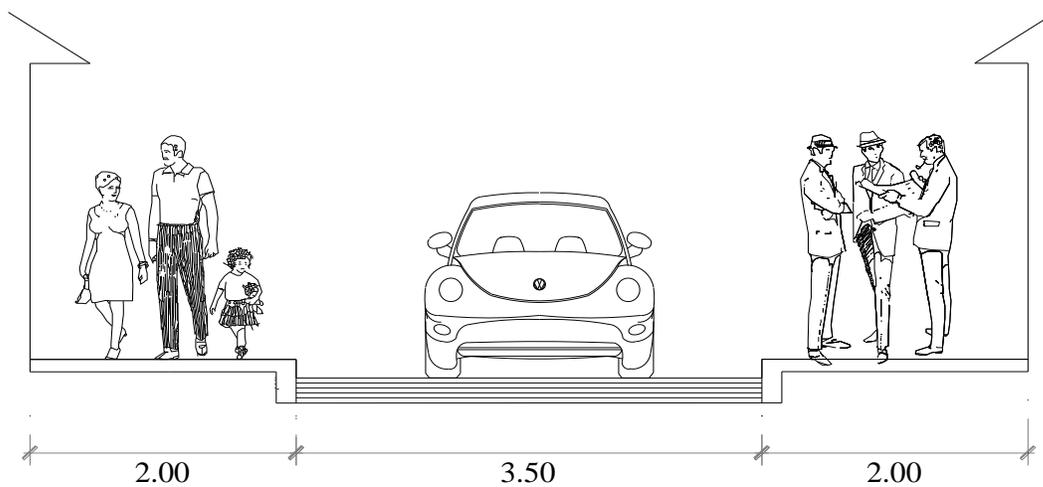


Figura 35 Corte 11: Jr. Cusco a la altura del Jr. Asamblea. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

La vía representativa para el estudio de velocidades para vías locales será el Jr. Asamblea (Corte 09), entre el Jr. Manco Cápac y el Jr. Quinua, con una longitud de 84.00 m, para los vehículos que circulan en sentido Sur a Norte. Se escogió esta vía de todas las vías locales, ya que la presencia de congestión es alta en horas punta, principalmente a que sobrepasa la capacidad de su vía, por la reducida sección transversal y la existencia de centros atractores de viajes como la conexión con una vía peatonal que conduce a la Plaza de Armas, la I. E. Luis Carranza, a los principales bares y discotecas de la ciudad de Ayacucho.



Figura 36 Jr. Asamblea, entre el Jr. Manco Cápac y el Jr. Quinua. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.



Figura 37 Jr. Asamblea, a la altura del Jr. Manco Cápac (Punto A). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.



Figura 38 Jr. Asamblea, a la altura del Jr. Quinua (Punto B). Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

4.1.2 Hora

La hora escogida para la toma de datos es en las horas punta en la mañana y en la tarde respectivamente de la ciudad de Ayacucho de 7:15 – 8:15 am y de 12:30 – 13:30 pm. Estos periodos de hora punta son recomendados por una tesis realizada en la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga (Palomino, 2012, p. 88). Cabe resaltar que se encuentran dos horas pico durante el día, el de la mañana debido a que durante esa hora se generan los viajes por motivos de trabajo y estudio, siendo esta la hora de entrada, la segunda hora pico de la tarde, se genera por la necesidad de retornar a sus viviendas a almorzar, saliendo de sus centros de trabajo y también surge el cambio de turno de los estudiantes; ya no se genera hora punta en la noche a consecuencia de la diferencia de horario de salida de los trabajadores y estudiantes de la ciudad, siendo difusa la demanda de viajes. La toma de datos se realizó desde el lunes 27 de enero al sábado 01 de febrero del 2014.

Para obtener las velocidades de flujo libre se tomaron datos entre las 2:00 – 3:00 a.m., asegurándose que el vehículo perseguido no tenga interrupciones ni reducciones de velocidad en el viaje realizado. Solo los días Lunes 27, Miércoles 29 y viernes 31.

4.1.3 Personal

El estudio se realizó recopilando los datos de velocidades manualmente, por el método de las placas en las horas punta, usando 04 aforadores con cronómetro en ambos extremos de cada tipo de vía (en total 12 aforadores) además se midieron el volumen de los vehículos, a la entrada del tramo en estudio para cada tipo de vía, por los que se usaron 03 aforadores más para el conteo vehicular. Las personas encargadas de la toma de datos son estudiantes

de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga del último semestre, quienes fueron capacitados en lo teórico y en lo práctico antes de la toma de datos.

4.1.4 Tamaño de las muestras

Dado que se va a medir la capacidad de las vías más representativas se hizo un aforo vehicular para cada tipo de vía, con los tipos de vehículos señalados en el cuadro siguiente, obteniendo los porcentajes de flujos siguientes.

Tipo de Vehículos	Vía Arterial Pto. 1	Vía Colectora Pto. 2	Vía Local Pto. 3
	COMPOSICIÓN VEHICULAR (%)		
Camión grande	0.1%	0.8%	0.2%
Camión pequeño	1.5%	0.8%	0.4%
Microbus	12.5%	25.8%	16.5%
Camioneta rural	1.6%	0.6%	0.3%
Auto	57.5%	33.1%	38.8%
Mototaxi	11.4%	29.8%	35.0%
Motocicleta	15.3%	9.1%	8.7%
Total	100%	100%	100%

Tabla 23 Porcentaje de composición vehicular en la ciudad de Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

Para trabajar con la cantidad de vehículos necesarios, se elige un tamaño de muestra usando el criterio propuesto por (Box & Oppenlander, 1985, pp. 86,87). Se utilizó la misma fórmula para obtener un tamaño de muestra adecuado separado por vía y sentido:

$$N = \frac{(K * S)^2}{E^2} = 114 \quad [43]$$

Donde:

- N : Tamaño de la muestra.
- K : Es una constante, que es igual a 2,0 para un nivel de confiabilidad de aproximadamente del 95.5%.
- S : Desviación estándar de la muestra (km/h).
- E : Error permitido en la estimación de la velocidad de punto (km/h).

Según estos autores, los valores de referencia a considerar en vías urbanas son $E=1.5$ Km/h, $S=8$ km/h y $K=2$ (con una confianza del 95.5% aproximadamente). Con esta fórmula se obtiene el mismo tamaño de muestra de 114.

Para recopilar la información, el personal encargado de tomar las mediciones disponían de una hora en la mañana de 7:15 a 8:15 am y en la tarde de 12:30 a 13:30 pm y se les dio la indicación que el número de mediciones no debía ser inferior al requerido. Debido a que en algunos casos, el número de observaciones sería muy pequeño (5, 4 o 3 para camiones y camionetas rurales) tomar adicionalmente más mediciones para esas categorías de vehículos, teniendo en cuenta el mínimo número de vehículos de cada tipo que debían muestrearse según las proporciones registradas en la tabla anterior. El número de mediciones registradas para cada vía y sentido de circulación, fueron por ejemplo para la hora punta de la mañana del día lunes 27, los que se indica en la tabla siguiente y fueron similares para los demás días.

:

Tipo de Vehículos	Vía Arterial Pto. 1	Vía Colectora Pto. 2	Vía Local Pto. 3
	TAMAÑO DE MUESTRA EN CAMPO		
Camión pequeño	5	4	3
Microbús	28	49	30
Camioneta rural	6	3	4
Auto	127	85	101
Mototaxi	25	57	63
Total	190	198	201

Tabla 24 Tamaño de muestra tomado en campo del día lunes, entre las 7:15- 8:13 a.m. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

4.1.5 Velocidades.

Los tramos de estudio han sido escogidos entre las vías más representativas, de las vías arteriales, colectoras y locales. Para la toma de datos se escogió un tramo libre de intersecciones, semáforos y demás señales de restricción. Para medir el tiempo de flujo libre se escogió las horas de la madrugada (2.00 – 3.00 a.m.) con el método del vehículo flotante y para la medida del tiempo de viaje normal uso el método de las placas y se hizo en hora punta en la mañana y en la tarde (7:15 – 8:15 a.m. y 12:30 a 13:30 p.m.). Los puntos de aforo y toma de datos son:

Tipo de Vehículos	Vía Arterial Av. Mcal Castilla	Vía Colectora Av. Independencia	Vía Local Jr. Asamblea
	VELOCIDAD MEDIA EN LAS VÍAS (km/h)		
Camión pequeño	35.77	24.09	19.66
Microbús	34.39	21.77	21.77
Camioneta rural	38.99	29.73	23.61
Auto	45.03	29.65	22.89
Mototaxi	35.73	27.32	20.70

Tabla 25 Velocidad de viaje para las vías arteriales, colectoras y locales de la ciudad de Ayacucho. Fuente: Trabajo de campo, elaboración propia.

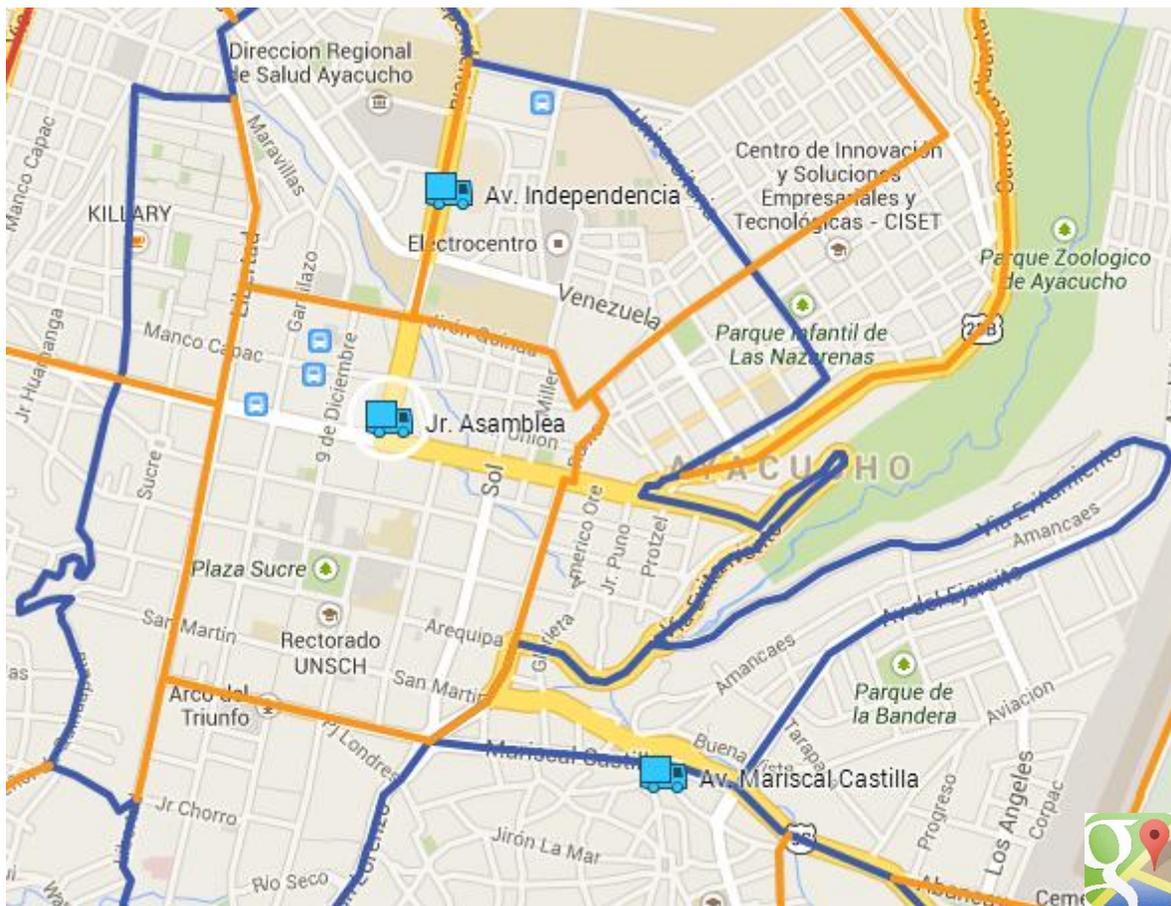


Figura 39 Puntos de conteo vehicular y medida de velocidades para la calibración de la función volumen – demora. Fuente: Google Maps, trabajo de campo, elaboración propia.

Para la calibración de los valores de α y β , se han hecho uso de los tiempos de viaje de los autos, ya que representan el mayor porcentaje de vehículos de las vías. Además la velocidad de flujo libre fueron promediadas con estos vehículos ya que son los únicos junto a los moto taxis que circulan entre las 2:00 – 3:00 am, hora en que se tomó datos para el flujo vehicular.

4.2 Resultados del proceso de calibración.

La solución a las ecuaciones matriciales (Ver anexo), nos dan los valores de α y β .

Tipo de vía	Capacidad (vehículos equiv./hora/carril)	Velocidad de flujo libre (km/h)	Alfa α	Beta β
Arterial	1200	60	1.00	3.22
Colectora	800	40	0.68	2.36
Local	600	30	0.25	1.40

Tabla 26 Valores de α y β para la función volumen - demora tipo BPR. Fuente: Resultados de la calibración., elaboración propia.

Se determinaron para cada tipo de vía la capacidad, la velocidad de flujo libre, el parámetro α que determina la relación del tiempo de viaje por unidad de distancia en un flujo libre y el parámetro β que determina la rapidez con la velocidad de enlace promedio estimado cuyo aumento de su valor ocasiona el inicio de los efectos de congestión siendo más y más repentina. Estos valores obtenidos obedecen a las prácticas de manejo de los conductores locales, diferente a las prácticas de manejo de conductores en otros países.

4.2.1 Comparación de resultados.

Se hará una comparación entre la función del tipo BPR y la función del tipo Cónica. Spiess ha propuesto la función de congestión tipo Cónica para superar los inconvenientes asociados con los valores altos de β de la función BPR, quien encontró que los valores altos de β pueden reducir la tasa de convergencia, dando sanciones indebidas a las vías sobrecargados durante las primeras iteraciones de una asignación de equilibrio y también pueden causar problemas numéricos, tales como condiciones de desbordamiento y pérdida de precisión. Además, por sus vínculos con los volúmenes que están muy por debajo de la capacidad, la función BPR con valores altos de β , siempre produce velocidades de flujo libre que no coinciden con las de los volúmenes de tráfico reales. (Spiess, 1990).

El uso de la función tipo BPR, es inconveniente cuando la relación de volumen y capacidad (V/C) es mayor que 1, ya que sobreestiman los valores de los tiempos de viaje y por ello también la velocidad. (Dowling & Skabardonis, 1993). Por ello, obtendremos los valores de α y β de la función Cónica, haciendo uso de los tiempos de viaje obtenidos en campo, y compararemos ambas funciones (BPR y Cónica), para valores de $V/C > 1$; para cada tipo de vía.

Tipo de vía	Capacidad (vehículos equiv./hora/carril)	Velocidad de flujo libre (km/h)	Alfa α
Arterial	1200	60	3.22
Colectora	800	40	4.20
Local	600	30	5.72

Tabla 27 Valores de α para la función volumen - demora tipo Cónica. Fuente: Resultados de calibración., elaboración propia.

Vía	FUNCIÓN BPR			FUNCIÓN CÓNICA		
	Arterial	Colectora	Local	Arterial	Colectora	Local
$t_0 =$	0.60	0.36	0.17	0.60	0.36	0.17
$\alpha =$	1.00	0.68	0.25	3.22	4.20	5.72
$\beta =$	3.22	2.36	1.40	1.23	1.16	1.11
$C =$	1200	794	631	1200	794	631
V/C	$T_f =$ Tiempo de viaje			$T_f =$ Tiempo de viaje		
0.00	0.60	0.36	0.17	0.60	0.36	0.17
0.10	0.60	0.36	0.17	0.61	0.37	0.17
0.20	0.60	0.37	0.17	0.63	0.38	0.17
0.30	0.61	0.38	0.18	0.65	0.38	0.18
0.40	0.63	0.39	0.18	0.67	0.40	0.18
0.50	0.66	0.41	0.18	0.71	0.41	0.19
0.60	0.71	0.44	0.19	0.75	0.44	0.19
0.70	0.78	0.47	0.19	0.81	0.47	0.21
0.80	0.88	0.51	0.20	0.90	0.52	0.23
0.90	1.02	0.55	0.21	1.02	0.60	0.26
1.00	1.19	0.61	0.21	1.19	0.72	0.34
2.00	6.12	1.63	0.28	4.43	3.40	2.09
3.00	20.94	3.68	0.37	8.19	6.41	4.01
4.00	51.93	6.90	0.47	12.00	9.44	5.93
5.00	105.84	11.44	0.57	15.82	12.47	7.86

Tabla 28 Comparación de la función volumen - demora tipo BPR y Cónica. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

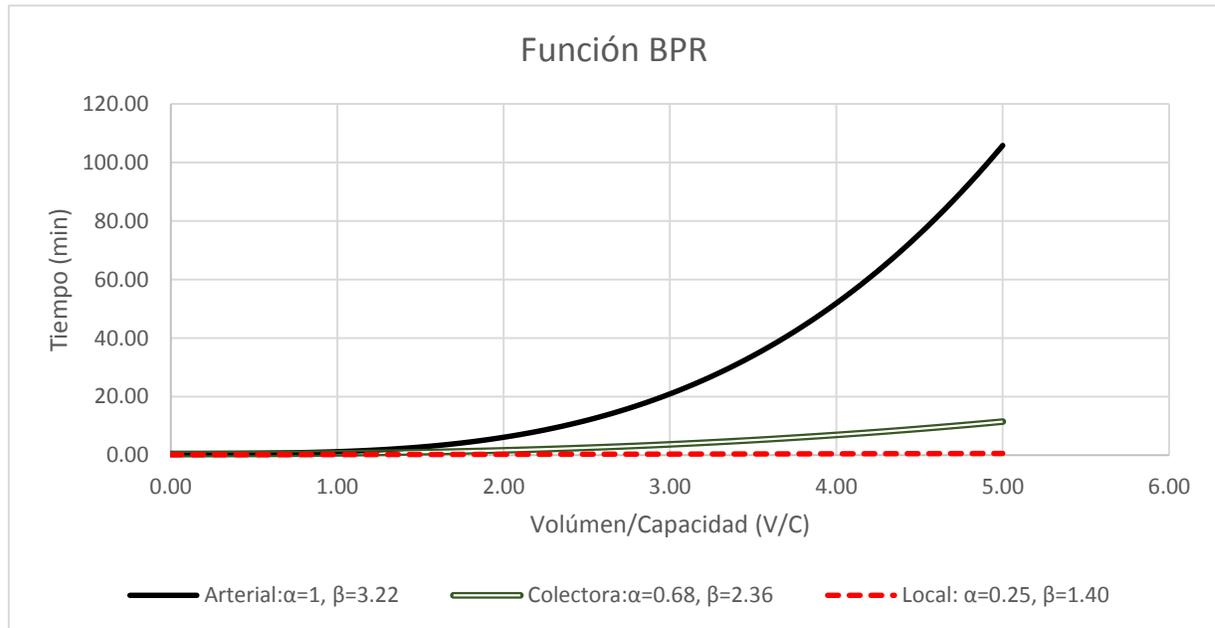


Figura 40 Curva volumen - demora de la función BPR, para vías arteriales, colectoras y locales. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

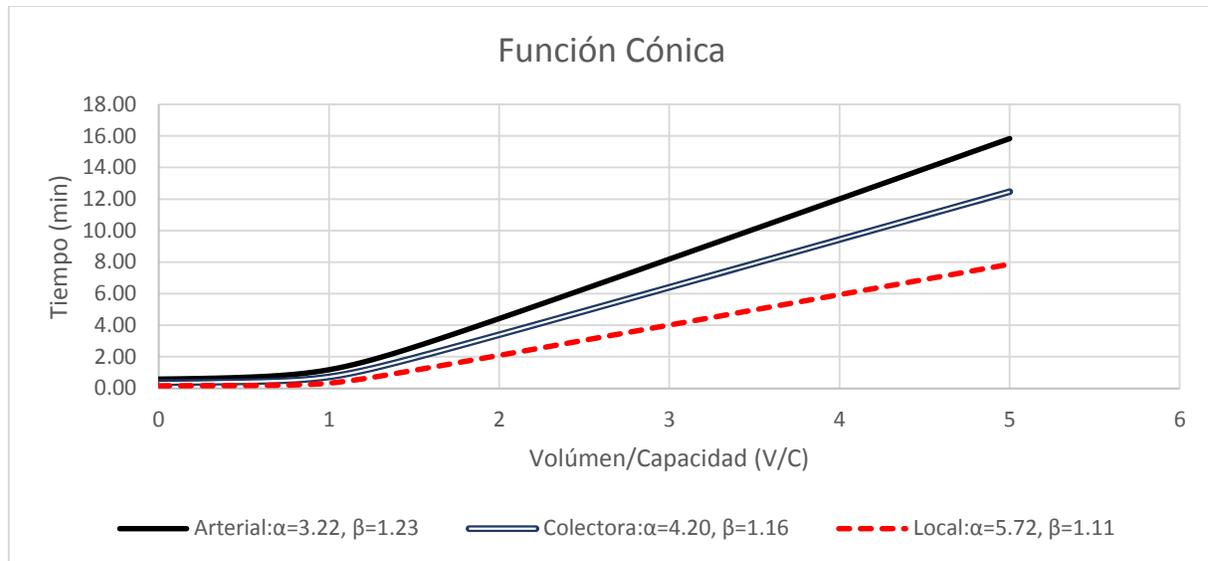


Figura 41 Curva volumen - demora de la función Cónica, para vías arteriales, colectoras y locales. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

Interpretación:

En la función BPR, cuando la relación $V/C > 1$, sobreestima los tiempos de viaje, mientras para la función Cónica, mantiene valores más razonables. Por ejemplo se tiene:

Para una vía arterial de 632m de longitud, el tiempo de viaje a flujo libre ($V/C=0$) es de 0.60 min. Cuando $V/C=5$, haciendo uso de la función BPR demoraría 105.84 min y haciendo uso de una función Cónica demoraría solo 15.82 min; la función BPR sobre estima el tiempo de viaje. Y ni que decir si tendríamos valores altos de β , como por ejemplo 10, tendríamos 5'859,375.60 min (4,069.01 días). Mientras para una función del tipo Cónica bajo las mismas condiciones con $\alpha=10$, se tendría solo 48.17 min.

Para una vía colectora de 247 m de longitud, el tiempo de viaje a flujo libre ($V/C=0$) es de 0.36 min. Cuando $V/C=5$, haciendo uso de la función BPR demoraría 11.44 min y haciendo uso de una función Cónica demoraría 12.47 min; la función Cónica se aproxima al tiempo de viaje. Pero si tendríamos valores altos de β , como por ejemplo 10, tendríamos 3'531,901.40 min (981.08 días). Mientras para una función del tipo Cónica bajo las mismas condiciones con $\alpha=10$, se tendría solo 29.28 min.

Para una vía local de 84 m de longitud, el tiempo de viaje a flujo libre ($V/C=0$) es de 0.17 min. Cuando $V/C=5$, haciendo uso de la función BPR demoraría 0.57 min y haciendo uso de una función Cónica demoraría 7.86 min; la función BPR desestima el tiempo de viaje y los efectos de congestión. Y ni que decir si tendríamos valores altos de β , como por ejemplo 10, tendríamos 1643880.38 min (456.63 días). Mientras para una función del tipo Cónica bajo las mismas condiciones con $\alpha=10$, se tendría solo 13.63 min.

Son casos hipotéticos y teóricos, pero lamentablemente los software toman todos los casos posibles para las iteraciones, provocando ineficiencias en los modelos de convergencia.

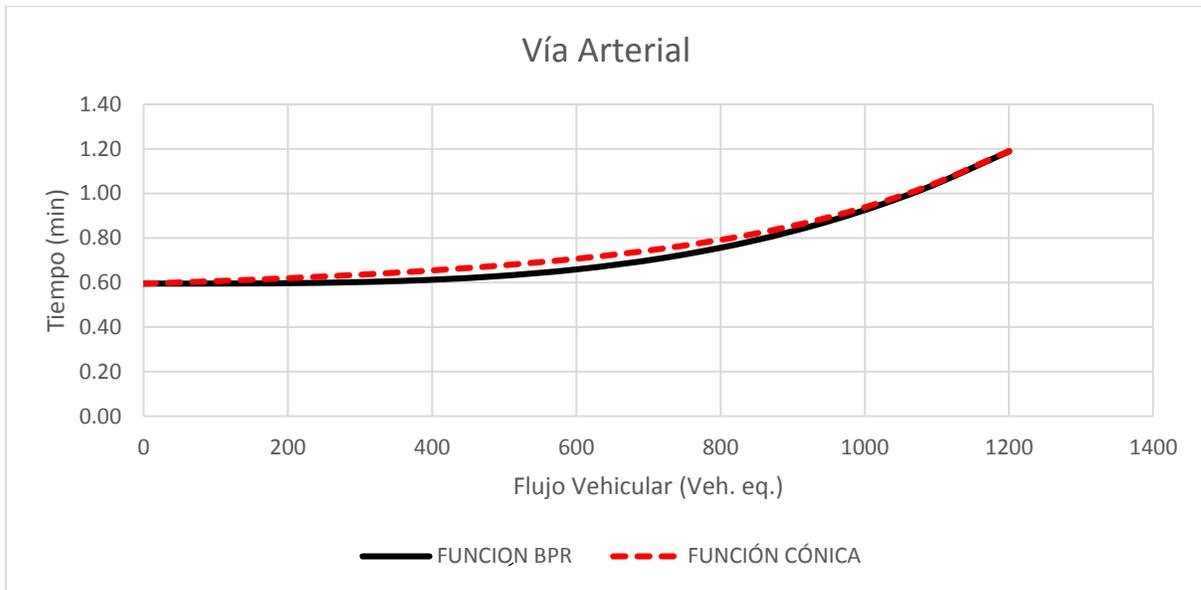


Figura 42 Función volumen-demora para la vía arterial, con capacidad menor de 1200 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

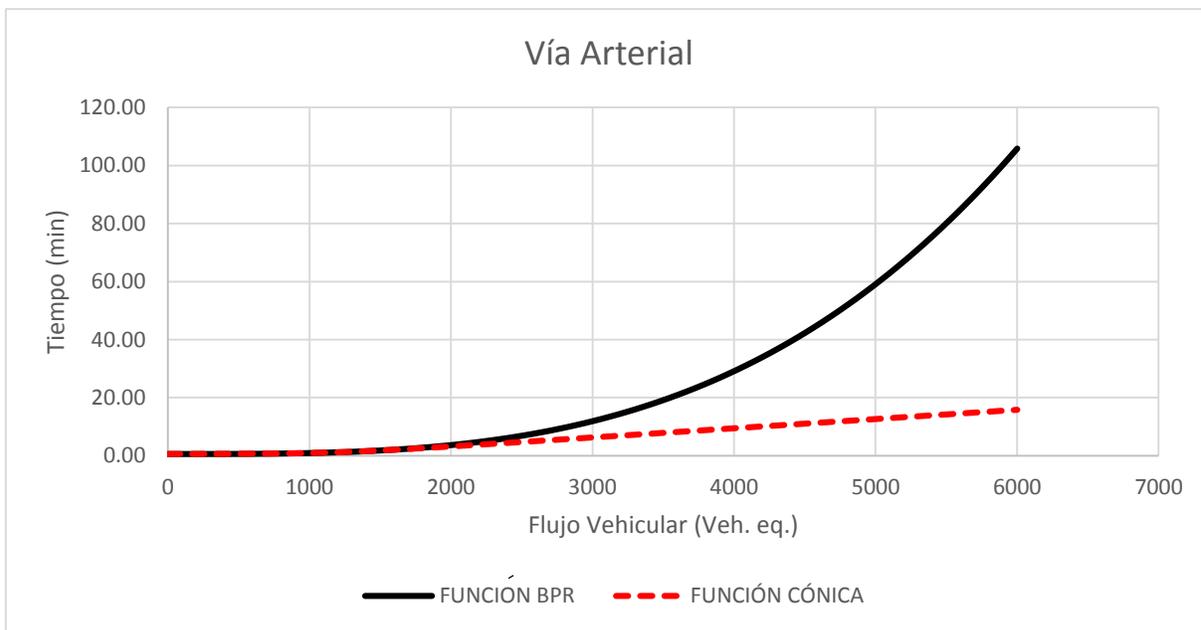


Figura 43 Función volumen-demora para la vía arterial, con capacidad mayor a 1200 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

Interpretación:

En esta vía tenemos el valor de $\alpha=1$, para la función BPR, por lo que se puede decir que para, $f(1) = 2$. Es decir que cuando el volumen es igual a la capacidad el tiempo total de viaje se duplicará. Es así que para su capacidad máxima de la vía de 1,200.0 vehículos, el tiempo de viaje se duplica a 1.20 min. Se puede ver que para volúmenes menores a la capacidad, ambas funciones tienen un comportamiento aproximado, pero para mayores volúmenes, la función BPR, grafica tiempos demasiado altos comparados con la Cónica.

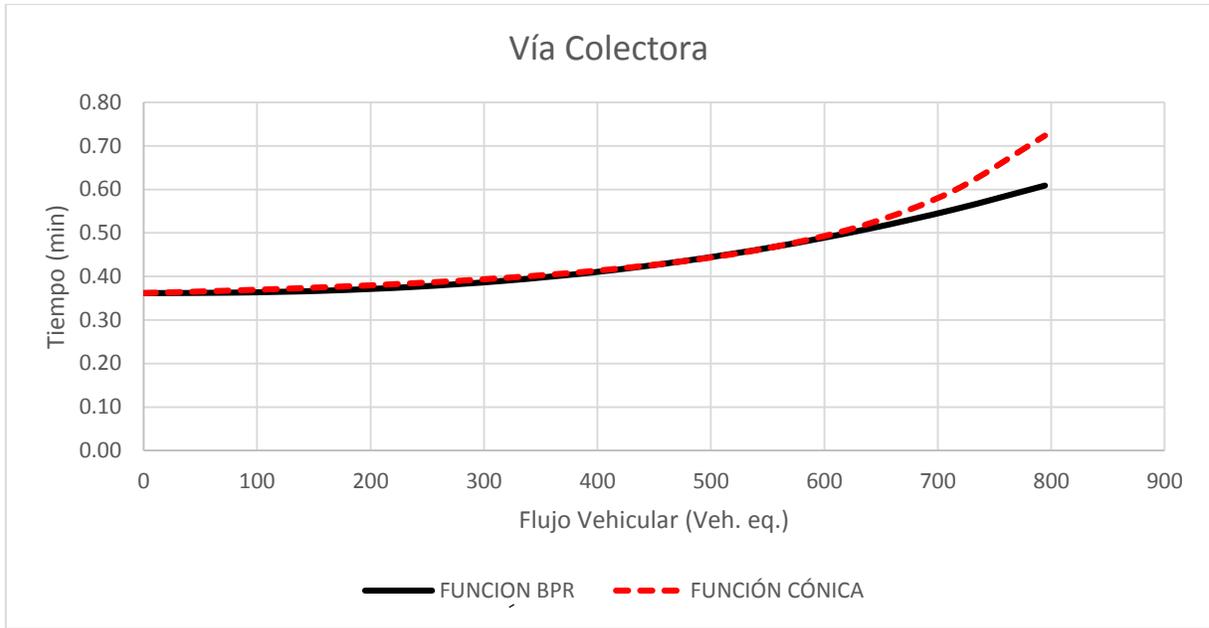


Figura 44 Función volumen-demora para la vía colectora, con capacidad menor de 800 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

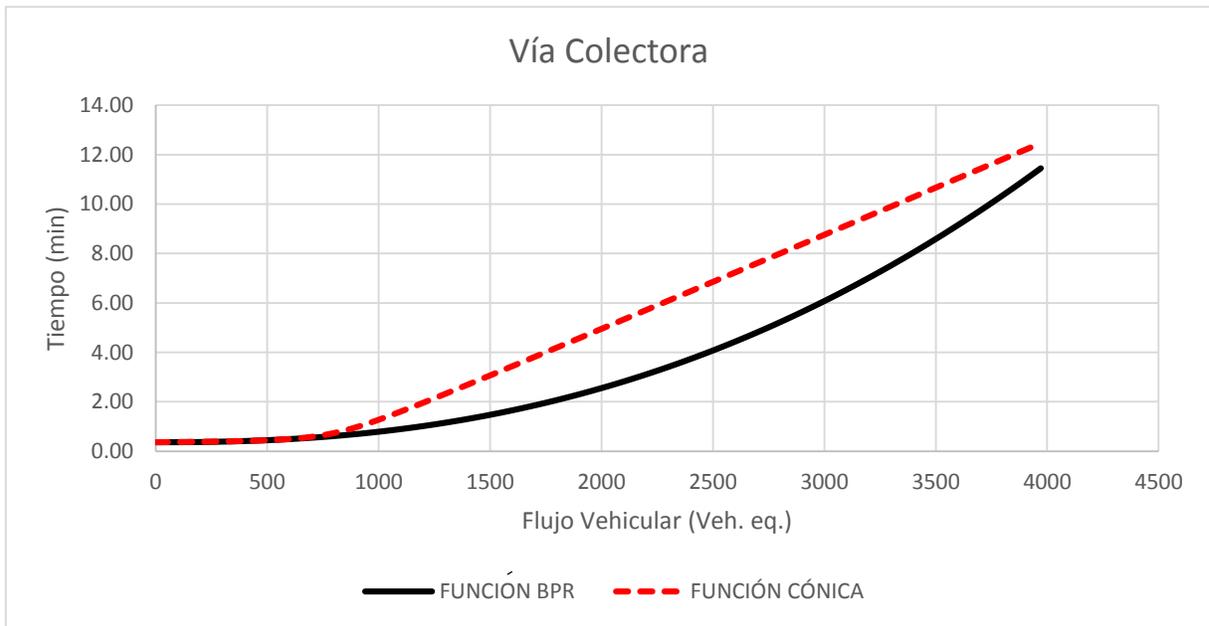


Figura 45 Función volumen-demora para la vía colectora, con capacidad mayor a 800 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

Interpretación:

En esta vía tenemos el valor de $\alpha < 1$, para la función BPR, por el que cuando pasen 800 vehículos que es su capacidad máxima, para la función Cónica el tiempo de viaje se duplica, mas no para la función BPR. Por tanto, ambas funciones ofrecen resultados próximos solo al 90% de flujo vehicular. Pero para mayor volumen que la capacidad, la función Cónica tiene un mejor comportamiento.

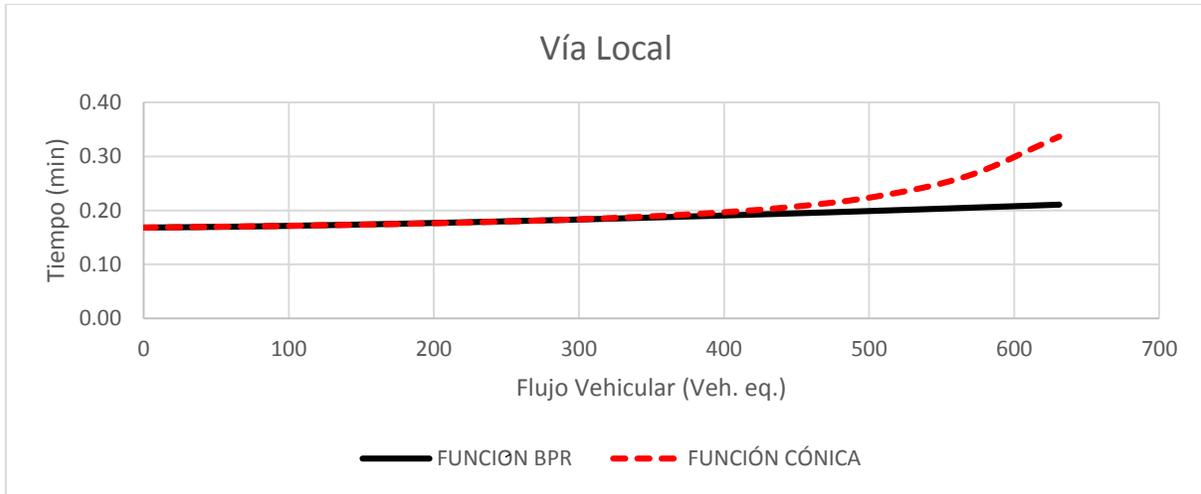


Figura 46 Función volumen-demora para la vía local, con capacidad menor de 600 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

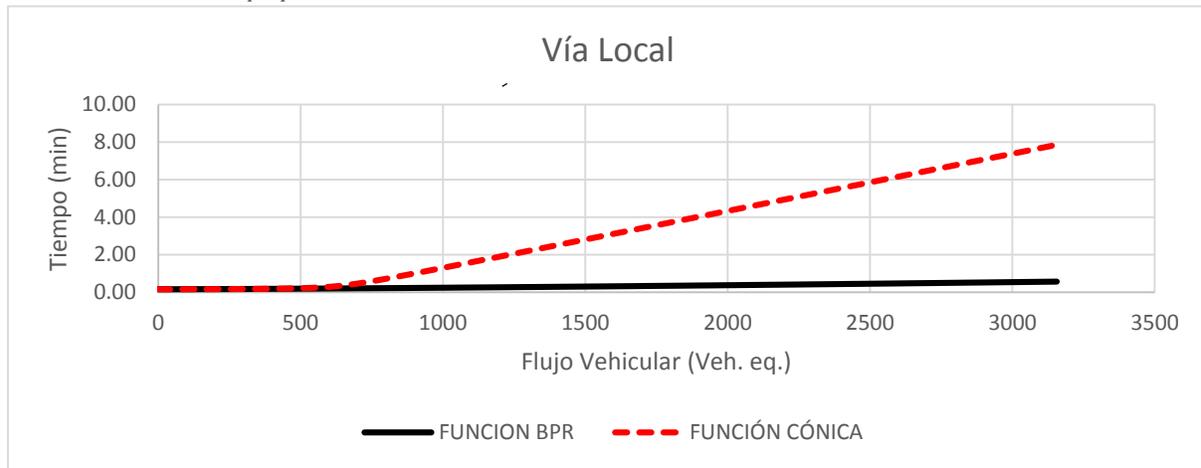


Figura 47 Función volumen-demora para la vía local, con capacidad mayor a 600 veh/h. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

Interpretación:

En esta vía tenemos el valor de $\alpha < 1$, para la función BPR, por lo que cuando pasen 600 vehículos que es su capacidad máxima, para la función Cónica el tiempo de viaje se duplica, mas no para la función BPR. Por tanto, ambas funciones ofrecen resultados próximos solo al 80% de flujo vehicular. Pero para mayor volumen que la capacidad, la función Cónica tiene un mejor comportamiento. Los valores obtenidos para los coeficientes de determinación R^2 , para las curvas anteriores son:

	Arterial		Colectora		Local	
	V/C ≤ 1	V/C > 1	V/C ≤ 1	V/C > 1	V/C ≤ 1	V/C > 1
Función tipo BPR	1.000	1.000	0.994	0.999	0.982	0.985
Función tipo Cónica	0.995	0.994	0.971	0.993	0.938	0.992

Tabla 29 Valores de los coeficientes de determinación R^2 , para la función BPR y Cónica. Fuente: Resultados de calibración, elaboración propia.

Haciendo una comparación de los resultados obtenidos, con los valores de α y β de las curvas de Heinz Spiess se tienen las gráficas siguientes:

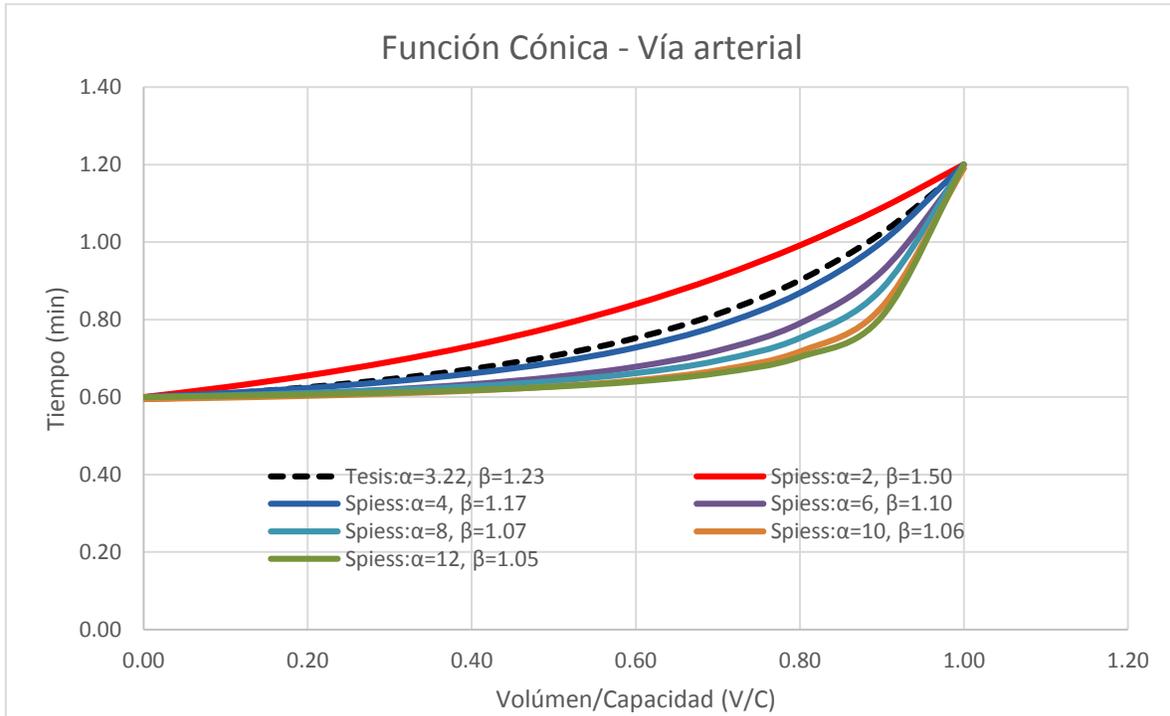


Figura 48 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función cónica para $V/C < 1$

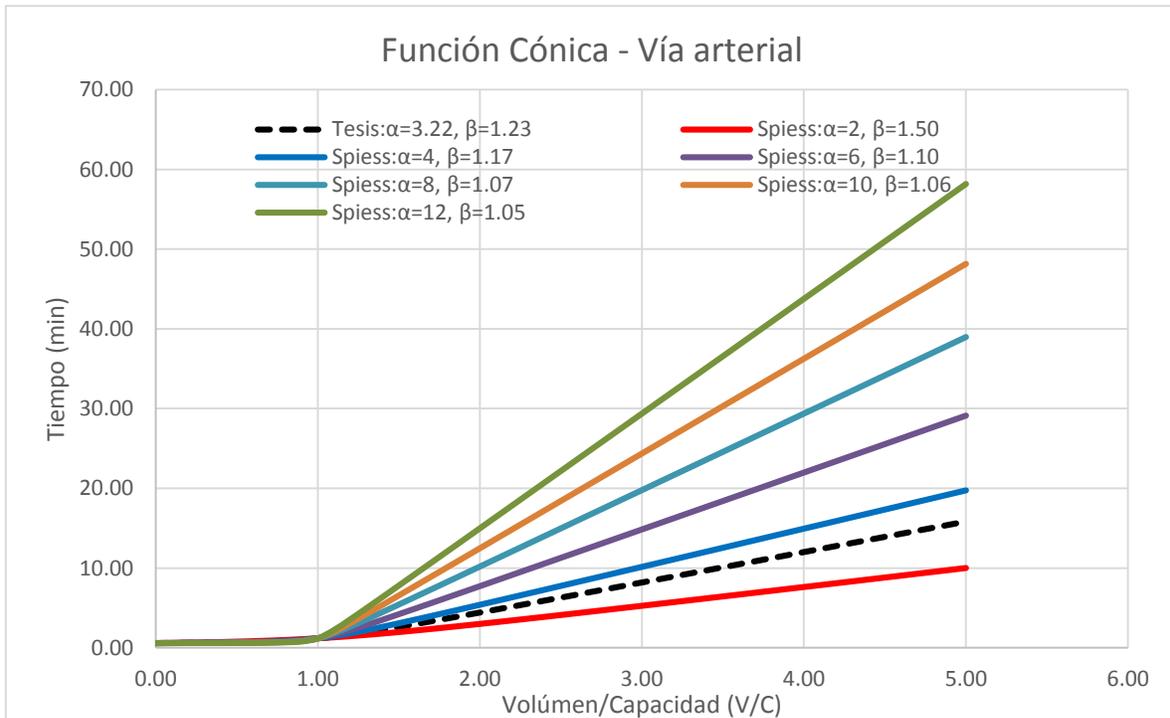


Figura 49 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función cónica para $V/C > 1$

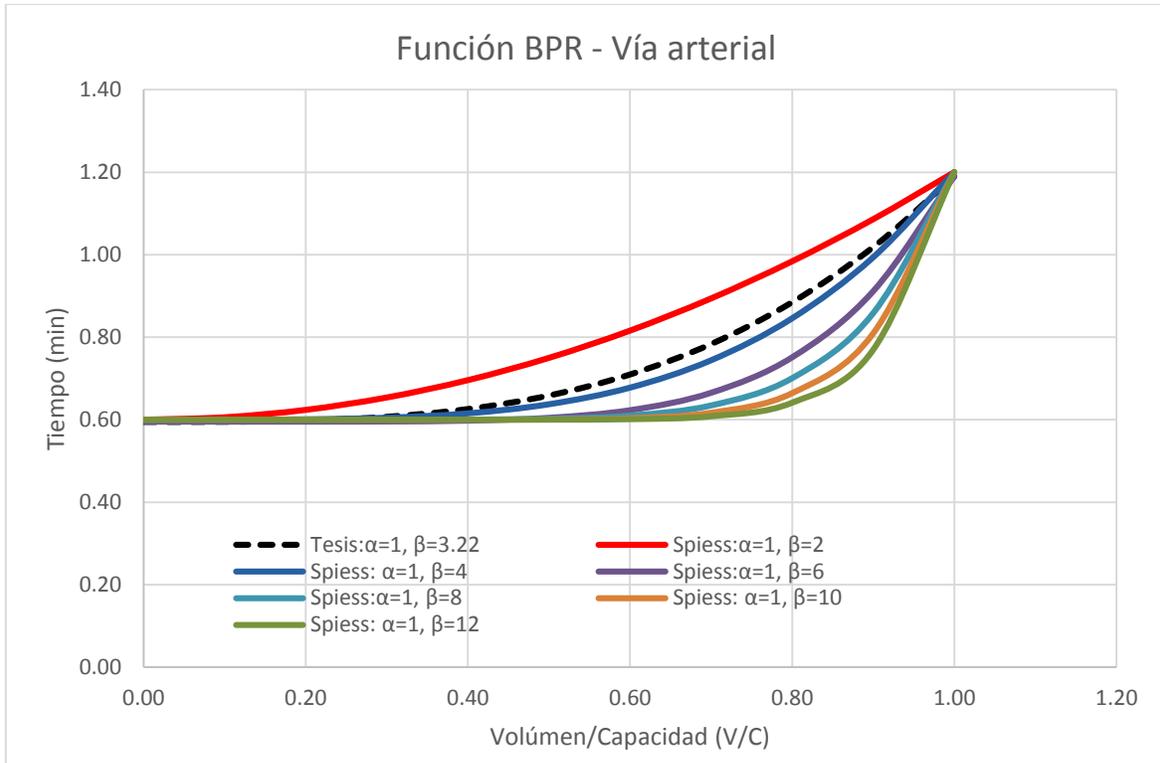


Figura 50 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función BPR para $V/C < 1$

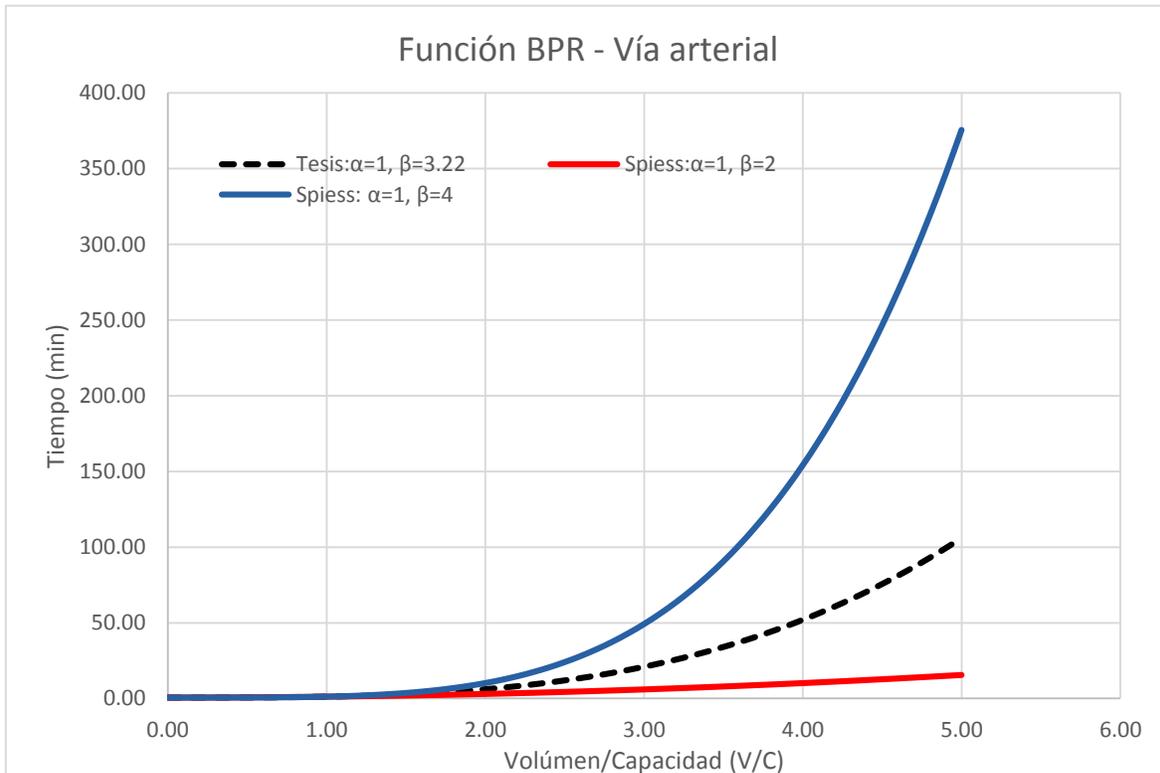


Figura 51 Comparación de los valores de α y β de vías arteriales y los valores de Spiess de la función BPR para $V/C > 1$

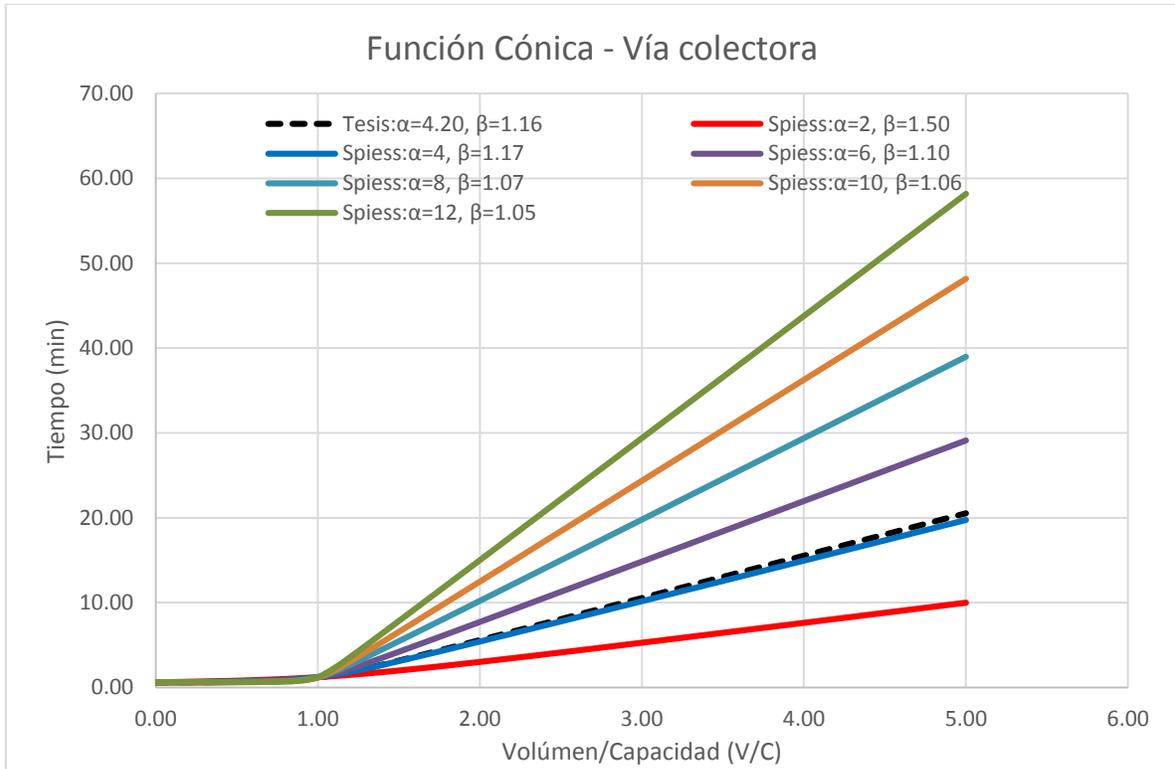


Figura 52 Comparación de los valores de α y β de vías colectoras y valores de Spiess de la función cónica para $V/C > 1$

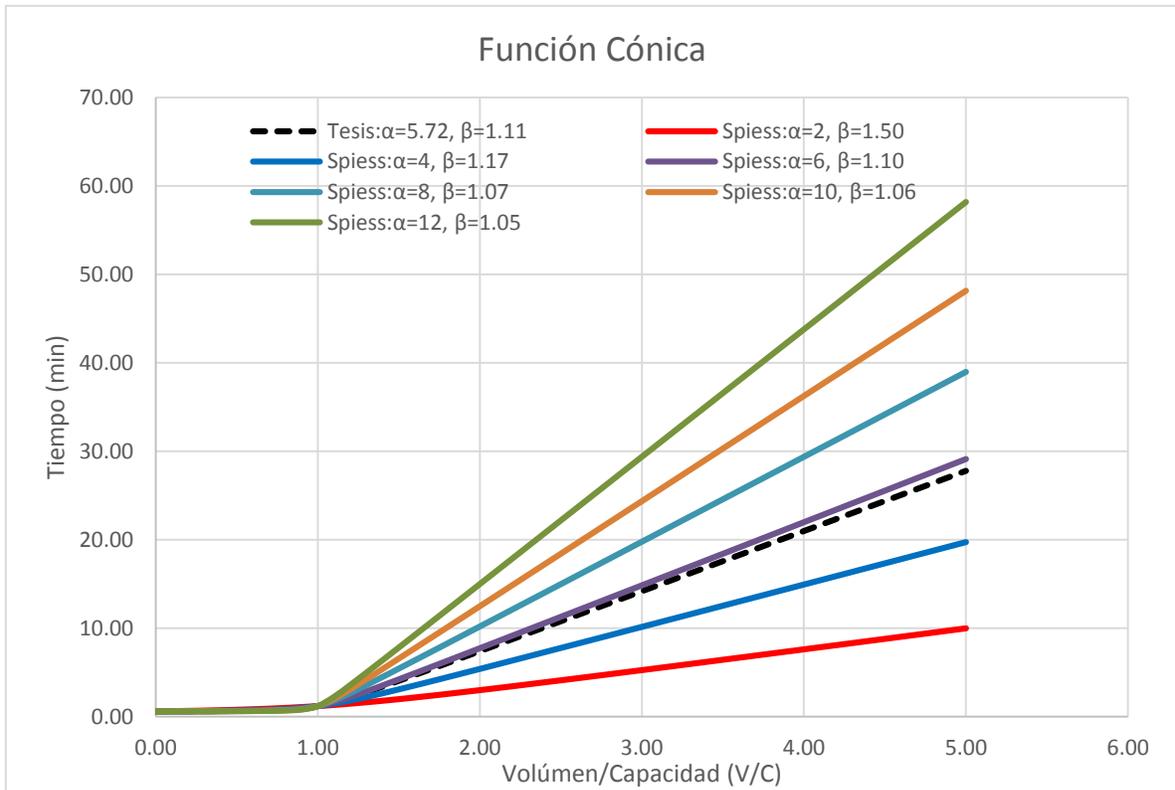


Figura 53 Comparación de los valores de α y β de vías locales y los valores de Spiess de la función cónica para $V/C > 1$

Si se hace una comparación con los valores obtenidos en la tesis de α y β y las curvas de (Spiess, 1990) están dentro de los valores que Spiess recomienda demostrando que estas curvas son mas conservadoras frente a los cambios de los flujos.

4.2.2 Validación de resultados.

La red vial representada fue clasificada en vías locales, colectoras y arteriales y se le otorgó la función de volumen – demora tipo BPR a cada arco, así como también la respectiva capacidad determinadas con el Manual de Capacidad de Carreteras (Highway Capacity Manual).

La calibración del modelo está determinada por la variación de la función volumen – demora, la cual se va ajustando hasta lograr reproducir de manera satisfactoria tanto el patrón de distribución de los tiempos de viaje como los volúmenes observados en campo en cada uno de los lugares de aforo. El proceso llevado a cabo para la calibración del modelo consiste en:

- Comparar los tiempos de viaje observados y obtenidos de la asignación de las diferentes zonas de tránsito.
- Comparar los volúmenes de tráfico de la asignación con los volúmenes observados en campo.
- Verificar que los caminos considerados en el modelo sean consistentes.

Los criterios que se usaran para la calibración y validación del modelo se harán la comparación de datos observados en la red, tanto de aforos en vehículos como tiempos de viaje en tramos de la red vial son: (MTC, 2010).

El indicador estadístico GEH (Geoffrey E. Havers - 1970), Aunque su forma matemática es similar a una prueba de chi-cuadrado, no es una verdadera prueba estadística. Más bien, es una fórmula empírica que ha demostrado ser útil para una variedad de propósitos de análisis de tráfico aceptado por la mayoría de los consultores como un indicador de calibración sobre la red. Su formulación es:

$$GEH(i) = \sqrt{\frac{(C_i - A_i)^2}{(C_i + A_i)/2}} \quad [44]$$

Donde:

- C_i : Dato observado.
- A_i : Es el dato asignado por el modelo en el enlace i.

Los criterios de aceptación son:

- El valor de $GEH \leq 4$ para líneas cortinas, un corredor de interés de estudio.
- Al menos el 60% tengan $GEH \leq 5$.
- El 90% de casos el $GEH \leq 10$
- El 100% de casos menor $GEH \leq 12$

Un GEH mayores todavía puede ser aceptado, siempre y cuando estos estén muy lejanos de la zona de mayor interés de estudio.

El indicador estadístico %RMSE (Root Mean Square Error). Error de la raíz cuadrada de la media o la desviación de la raíz cuadrada media, es una analogía con la desviación estándar, tomando la raíz cuadrada de las diferencias al cuadrado entre la predicción (asignación) y el análisis de los datos observados divididos entre el número de observaciones. Su formulación es:

$$\%RMSE = 100 * \frac{\sqrt{\frac{\sum (C_i - A_i)^2}{(N - 1)}}}{\frac{\sum C_i}{N}} \quad [45]$$

Donde:

- C_i : Dato observado.
- A_i : Es el dato asignado por el modelo en el enlace i.
- N : Es el número de observaciones.

El criterio de aceptación es: $\%RMSE \leq 30\%$

Esta medición también se puede hacer, respecto a la línea cortina o corredor de interés. Se puede aceptar valores mayores de %RMSE, siempre y cuando que estos corresponden al conjunto los valores que estén muy alejados de la zona de mayor interés del estudio.

Por tanto, se volvieron a tomar datos de campo para demostrar la calibración, escogiendo 04 arcos por cada tipo de vía en total 12 arcos, tomándose el aforo vehicular en cada arco para la obtención de los volúmenes equivalentes y los tiempos de viaje de los autos durante 01 hora en las horas pico, obteniéndose así la velocidad observada. Para la velocidad asignada se hicieron uso de los parámetros calculados en esta tesis como la velocidad a flujo libre, capacidad y los parámetros de α y β . Además de la obtención de los indicadores estadísticos GEH y %RMSE, para la validación de los parámetros.

Clasificación	Vía	Desde	Hasta	Distancia (m)	Tiempo de recorrido observado Tf (min)	Volumen equivalente observado del arco Tf (min)	Velocidad observada de automóviles (km/h)	Tiempo de recorrido asignado Tf (min)	Velocidad asignada de automóviles (km/h)	GEH	%RMSE
Arterial	Av. Independencia	Módulos puerta 1	Local Bomberos	110.00	0.13	900.00	50.77	0.15	42.98	1.14	19.00
	Av. Universitaria	Av. Independencia	Jr. Pichincha	210.00	0.22	850.00	57.27	0.28	45.13	1.70	
	Vía evitamiento	Av. Ejército	Intersección río a	1200.00	1.80	870.00	40.00	1.63	44.28	0.66	
	Av. Cusco	Jr. Amauta	Jr. Pokra	280.00	0.43	915.00	39.07	0.40	42.32	0.51	
Colectora	Jr. Libertad	Jr. Callao	Jr. Lima	110.00	0.19	610.00	34.74	0.22	29.44	0.93	20.45
	Jr. Quinua	Jr. Garcilazo	Jr. Libertad	130.00	0.22	570.00	35.45	0.25	30.64	0.84	
	Jr. F. Vivanco	Jr. 28 de Julio	Jr. 2 de Mayo	120.00	0.19	590.00	37.89	0.24	30.04	1.35	
	Av. 26 de Enero	colegio F.Froebel	Jr. Breña	94.00	0.15	582.00	37.60	0.19	30.28	1.26	
Local	Jr. 2 de Mayo	Jr. F. Vivanco	Jr. San Martin	110.00	0.22	510.00	30.00	0.26	25.02	0.95	16.93
	Jr. Callao	Jr. 9 de Diciembre	Jr. Garcilazo	110.00	0.32	710.00	20.63	0.29	22.79	0.46	
	Jr. Arequipa	Jr. 2 de Mayo	Jr. 3 Máscaras	120.00	0.25	620.00	28.80	0.30	23.78	0.98	
	Jr. Bellido	Jr. Asamblea	Jr. 3 Máscaras	120.00	0.32	640.00	22.50	0.31	23.55	0.22	

Tabla 30 Calibración y validación de los parámetros obtenidos. Fuente: Validación de resultados, elaboración propia.

La tabla mostrada cumple con los estándares internacionales de calibración y validación, puesto que los resultados cuantitativos de tiempos de viaje y velocidades, se ajustan a los datos reales de los volúmenes obtenidos en campo. El criterio de calibración y validación de los estándares locales establece $GEH < 10$, en el 90% de los casos para volúmenes individuales de los arcos. Por tanto los parámetros calculados, cumple aún más con su calibración y validación.

Para el indicador estadístico %RMSE, son menores al 30%, considerándose como aceptables; estos valores mejorarían si se toman más datos de los arcos de la red.

4.3 Contrastación de hipótesis.

La implementación de la prueba de hipótesis se realiza mediante la prueba t- para muestras relacionadas y el coeficiente de correlación de las variables independientes.

$$y = \alpha_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 + \beta_4 x_4 + e_i \quad [46]$$

Donde:

y	: Parque automotor.
x ₁	: Volumen del flujo vehicular.
x ₂	: Capacidad de la vía.
x ₃	: Tiempo de recorrido.
x ₄	: Demora tipo BPR.

4.3.1 Contraste de hipótesis específica (1)

La hipótesis específica (1): El uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores de α y β , son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio.

H₀: El uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores α y β , no son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio.

H₁: El uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores α y β , son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio.

Para tomar la decisión sobre esta afirmación, se procede a calcular el estadístico prueba t- para muestras relacionada de α y β , con intervalo de significancia de 95%, el nivel de significancia $\alpha = 0.05$.

	Diferencias relacionadas					t	gl.	Sig. (bilateral)
	Media	Desviación típ.	Error típ. de la media	Para la diferencia				
				Inferior	Superior			
Par 1: Demora tipo BPR en minutos valor de α vías arteriales.	0.04915	0.24033	0.01943	0.01076	0.08754	2.53	153	0.012
Par 1: Demora tipo BPR en minutos valor de β vías arteriales.	-0.41935	1.64047	0.13262	-0.68137	-0.1573	-3.16	153	0.002

Tabla 31 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de α y β sobre vías arteriales. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.

La tabla N° 31, muestra el resultado de la contrastación de hipótesis, en la fila superior muestra la t de muestras relacionadas, con 153 grados de libertad y el valor Sig. (bilateral): es el p-valor del test bilateral para el valor de α en vías arteriales $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,012, donde; $p= 0.012 < 1.96$. Asimismo es el p-valor del test bilateral para el valor de β , en vías arteriales $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,002, donde; $p= 0.002 < 1.96$, ambos valores estando en la región de rechazo, el valor calculado del estadístico de prueba. Se concluye que hay suficientes evidencias estadísticas para afirmar que es posible el uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores α y β , son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio. Por tanto, se acepta la hipótesis planteada, debido a que $0.012 < 1.96$ y $0.002 < 1.96$ con intervalo de significancia $\alpha = 0.05$, y con un nivel de confianza al 95% y un estadístico de prueba T: 0.012 y 0.002 se acepta la hipótesis para vías arteriales.

	Diferencias relacionadas					t	gl	Sig. (bilateral)
	Media	Desviación típ.	Error típ. de la media	Para la diferencia				
				Inferior	Superior			
Par 1: Demora tipo BPR en minutos valor de α vías colectoras.	0.00078	0.23295	0.01883	-0.03642	0.03799	0.42	160	0.967

Par 1: Demora tipo BPR en minutos valor de β vías colectoras.	0.60575	2.13049	0.17224	0.26546	0.94605	3.517	160	0.001
---	---------	---------	---------	---------	---------	-------	-----	-------

Tabla 32 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de α y β sobre vías colectoras. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.

La tabla N° 32, muestra el resultado de la contrastación de hipótesis, en la fila superior muestra la t de muestras relacionadas, con 160 grados de libertad y el valor Sig. (bilateral): es el p-valor del test bilateral para el valor de α en vías colectoras $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 “p” asociado es 0,967, donde; $p= 0.967 < 1.96$. Asimismo es el p-valor del test bilateral para el valor de β , vías colectoras $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,001, donde; $p= 0.001 < 1.96$, ambos valores estando en la región de rechazo, el valor calculado del estadístico de prueba. Se concluye que hay suficientes evidencias estadísticas para afirmar que es posible el uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores α y β , son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio. Por tanto, se acepta la hipótesis planteada, debido a que $0.967 < 1.96$ y $0.001 < 1.96$ con intervalo de significancia $\alpha = 0.05$, y con un nivel de confianza al 95% y un estadístico de prueba T: 0.967 y 0.001, se acepta la hipótesis para vías colectoras.

	Diferencias relacionadas					t	gl	Sig. (bilateral)
	Media	Desviación típ.	Error típ. de la media	Para la diferencia				
				Inferior	Superior			
Par 1: Demora tipo BPR en minutos valor de α vías locales.	-0.07400	0.10133	0.00801	-0.08982	0.05818	-9.238	160	0.010
Par 1: Demora tipo BPR en minutos valor de β vías locales.	-1.41719	1.75438	0.13870	-1.69111	1.14326	-10.218	160	0.019

Tabla 33 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de α y β sobre vías locales. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.

La tabla N° 33, muestra el resultado de la contrastación de hipótesis, en la fila superior muestra la t de muestras relacionadas, con 160 grados de libertad y el valor Sig. (bilateral): es el p-valor del test bilateral para el valor de α vías locales $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0.10, donde; $p= 0.10 < 1.96$. Asimismo es el p-valor del test bilateral para el

valor de β , vías locales $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,19, donde; $p = 0.19 < 1.96$, ambos valores estando en la región de rechazo, el valor calculado del estadístico de prueba. se concluye que hay suficientes evidencias estadísticas para afirmar que es posible el uso de la función volumen – demora tipo BPR y la calibración local de los valores α y β , son representativas para vías principales de las ciudades de tamaño medio. Por tanto, se acepta la hipótesis planteada, debido a que $0.10 < 1.96$ y $0.19 < 1.96$ con intervalo de significancia $\alpha = 0.05$, y con un nivel de confianza al 95% y un estadístico de prueba T: 0.010 y 0.019, se acepta la hipótesis para vías locales.

4.3.2 Contraste de hipótesis específica (2):

La hipótesis específica (2): La obtención de las características operacionales de la oferta vial a partir de la información recopilada en campo para cada tipo de vía representa mejor el comportamiento operacional del sistema vial.

H_0 : Las características operacionales de las vías arteriales no representa el mejor comportamiento operacional del sistema vial de la ciudad de Ayacucho.

H_1 : Las características operacionales de las vías arteriales representa el mejor comportamiento operacional del sistema vial de la ciudad de Ayacucho.

Para tomar la decisión sobre esta afirmación, se procede a calcular el estadístico prueba t-para muestras relacionadas del volumen de vehículos y la capacidad de la oferta vehicular, con intervalo de significancia de 95%, el nivel de significancia $\alpha = 0.05$.

	Diferencias relacionadas					t	gl	Sig. (bilateral)
	Media	Desviación típ.	Error típ. de la media	Para la diferencia				
				Inferior	Superior			
Par 1: Volumen de vehículos cada 15 min (vías arteriales) capacidad de vehículos hora	196.7708	33.96731	4.90276	-1,009.64	989.917	203.92	48	0.035

Tabla 34 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de volumen y capacidad vehicular sobre vías arteriales. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.

La tabla N° 34, muestra el resultado de la contrastación de hipótesis, en la fila superior muestra la t de muestras relacionadas, con 48 grados de libertad y el valor Sig (bilateral): es el p-valor del test bilateral para el valor de las características operacionales de las vías arteriales $H_0: \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,035, donde; $p = 0.035 < 1.96$. y estando en la región de rechazo, el valor calculado del estadístico de prueba. Se concluye que

hay suficientes evidencias estadísticas para afirmar que las características operacionales de las vías arteriales representa el mejor comportamiento operacional del sistema vial para principales vías de las ciudades de tamaño medio. Por tanto, se acepta la hipótesis planteada, debido que $0.035 < 1.96$, con intervalo de significancia $\alpha = 0.05$, y con un nivel de Confianza al 95% y un estadístico de prueba T: 0.035.

	Diferencias relacionadas					t	gl	Sig. (bilateral)
	Media	Desviación típ.	Error típ. de la media	Para la diferencia				
				Inferior	Superior			
Par 1: Volumen de vehículos cada 15 min (vías colectoras) capacidad de vehículos hora	118.3752	33.89316	4.89206	-682.885	663.202	137.58	48	0.024

Tabla 35 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de volumen y capacidad vehicular sobre vías colectoras. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.

La tabla N° 35, muestra el resultado de la contrastación de hipótesis en la fila superior muestra la t de muestras relacionadas, con 48 grados de libertad y el valor Sig (bilateral): es el p-valor del test bilateral para el valor de las características operacionales de las vías colectoras $H_0 : \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,024, donde; $p= 0.024 < 1.96$. y estando en la región de rechazo, el valor calculado del estadístico de prueba. Se concluye que hay suficientes evidencias estadísticas para afirmar que las características operacionales de las vías colectoras representa el mejor comportamiento operacional del sistema vial para principales de las ciudades de tamaño medio. Por tanto, se acepta la hipótesis planteada, debido que $0.024 < 1.96$, con intervalo de significancia $\alpha = 0.05$, y con un nivel de Confianza al 95% y un estadístico de prueba T: 0.024.

	Diferencias relacionadas					t	gl	Sig. (bilateral)
	Media	Desviación típ.	Error típ. de la media	Para la diferencia				
				Inferior	Superior			
Par 1: Volumen de vehículos cada 15 min (vías locales) capacidad de vehículos hora.	164.3333	10.36485	1.49604	-618.609	612.591	411.48	48	0.022

Tabla 36 Contraste de hipótesis: prueba T- muestras relacionadas de volumen y capacidad vehicular sobre vías colectoras. Fuente: Datos procesados con el Software estadístico de SPSS.V.20, elaboración propia.

La tabla N° 36, muestra el resultado de la contrastación de hipótesis en la fila superior muestra la t de muestras relacionadas, con 48 grados de libertad y el valor Sig (bilateral): es el p-valor del test bilateral para el valor de las características operacionales de las vías locales $H_0 : \mu = \mu_0$ frente a H_1 , “p” asociado es 0,022, donde; $p= 0.022 < 1.96$. y estando en la región de rechazo, el valor calculado del estadístico de prueba. Se concluye que hay suficientes evidencias estadísticas para afirmar que las características operacionales de las vías locales representa el mejor comportamiento operacional del sistema vial para principales de las ciudades de tamaño medio. Por tanto, se acepta la hipótesis planteada, debido que $= 0.022 < 1.96$, con intervalo de significancia $\alpha = 0.05$, y con un nivel de Confianza al 95% y un estadístico de prueba T: 0.022.

4.4 Aportes de la presente tesis

En la última etapa del modelo de transporte denominado asignación, se usan varios métodos (modelos) de asignación, entre ellos. El modelo de equilibrio del usuario, equilibrio de usuario estocástico, sistema óptimo, dinámico que toman en cuenta los efectos de la congestión, los cuales hacen uso de las funciones volumen-demora para la elección de rutas óptimas, considerando los efectos de la capacidad de las vías en tiempos de viaje (o costo). Las funciones de congestión de mayor utilización en nuestro medio, son de los tipos BPR y Cónica, por su simplicidad matemática en un proceso iterativo siendo las más rápidas en convergencia dentro del proceso de asignación, que usan parámetros de calibración como α y β que pueden tomar diversos valores, dependiendo de la jerarquía de la vía y los patrones de desplazamiento de los usuarios de la vía en ciudades medias.

Los valores de α y β son considerados como indicadores de congestión, siendo que a medida que aumenta el flujo vehicular, aumenta la relación flujo-capacidad y por ende aumenta el tiempo de desplazamiento de los vehículos en la red vial.

La presente investigación es una contribución al tratamiento de las funciones volumen-demora de los diferentes tipos de vías urbanas de ciudades de tamaño medio, las cuales podrán ser utilizadas en los modelos de asignación de las matrices de transporte privado.

Se desarrolló un programa en MATLAB (MATrix LABoratory), es una herramienta de software matemático que ofrece un entorno de desarrollo integrado (IDE) con un lenguaje de programación propio (lenguaje M), para el cálculo de los parámetros α y β , para las funciones tipo BPR y Cónica, como herramienta accesible a cualquier tipo de usuario que lo requiera. El pseudo código de programación escrita se adjunta en el DVD, adjunto al igual que la aplicación en forma libre.

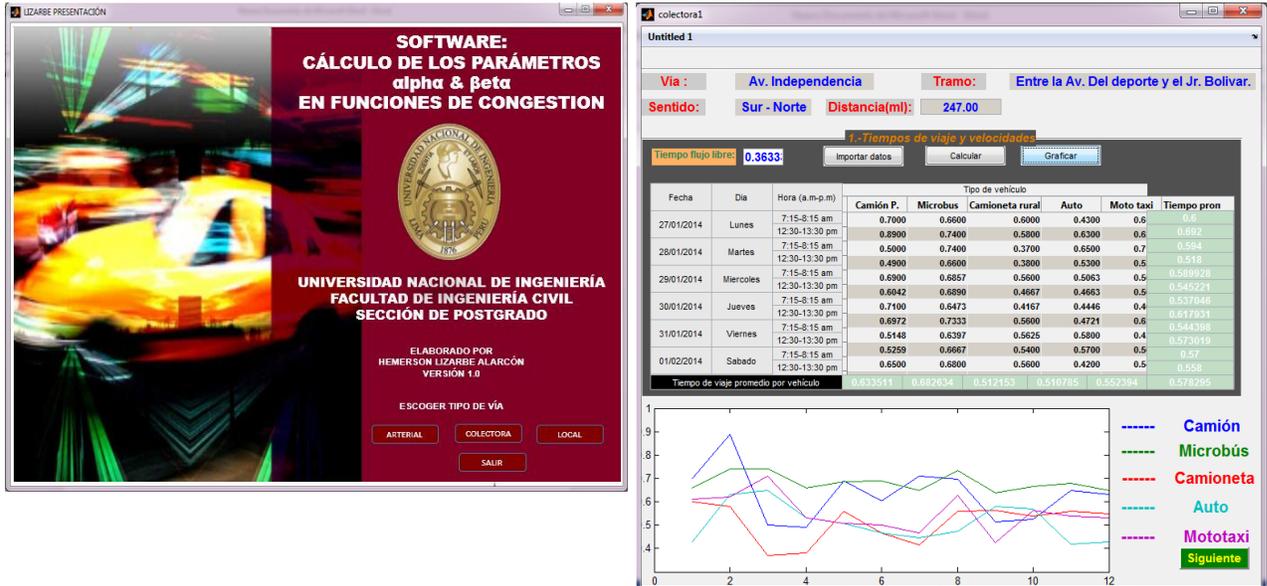


Figura 54 Entorno gráfico del software: Cálculo de los parámetros de alpha y beta en funciones de congestión, ingreso de tiempos de viaje.

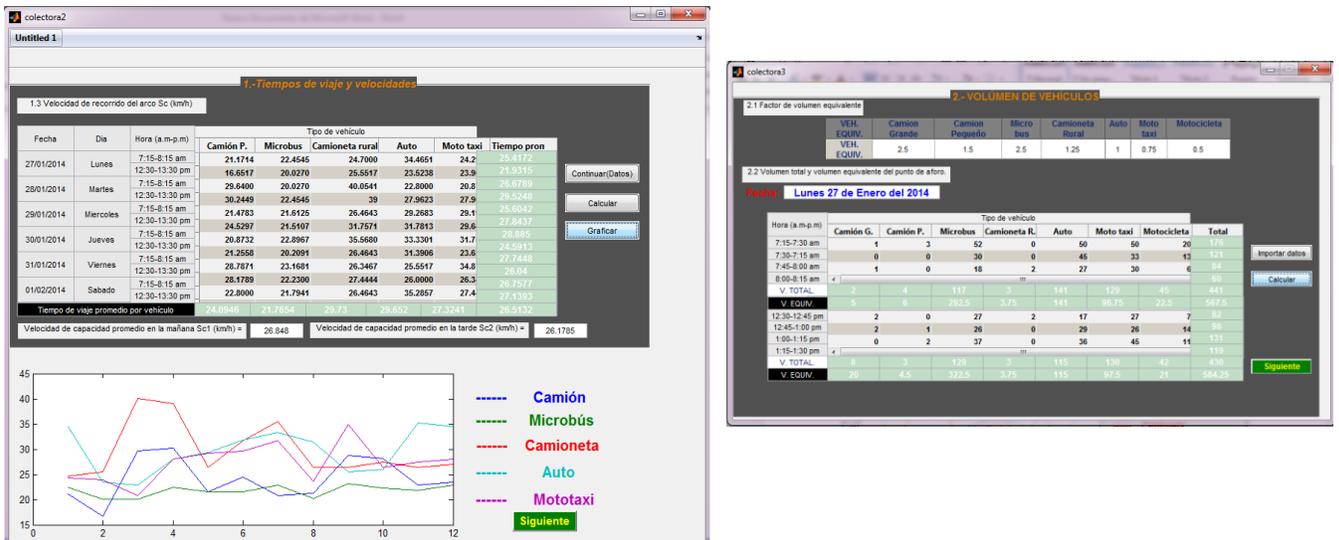


Figura 55 Cálculo de velocidades e ingreso de datos del conteo vehicular, por día y por hora pico.

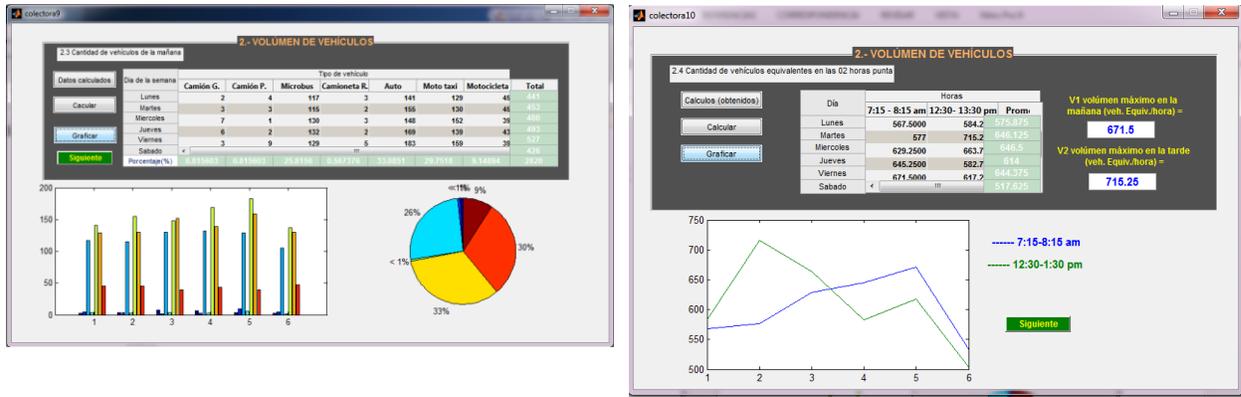


Figura 56 Cálculo de volumen de vehículos equivalentes por hora, por día y por semana.

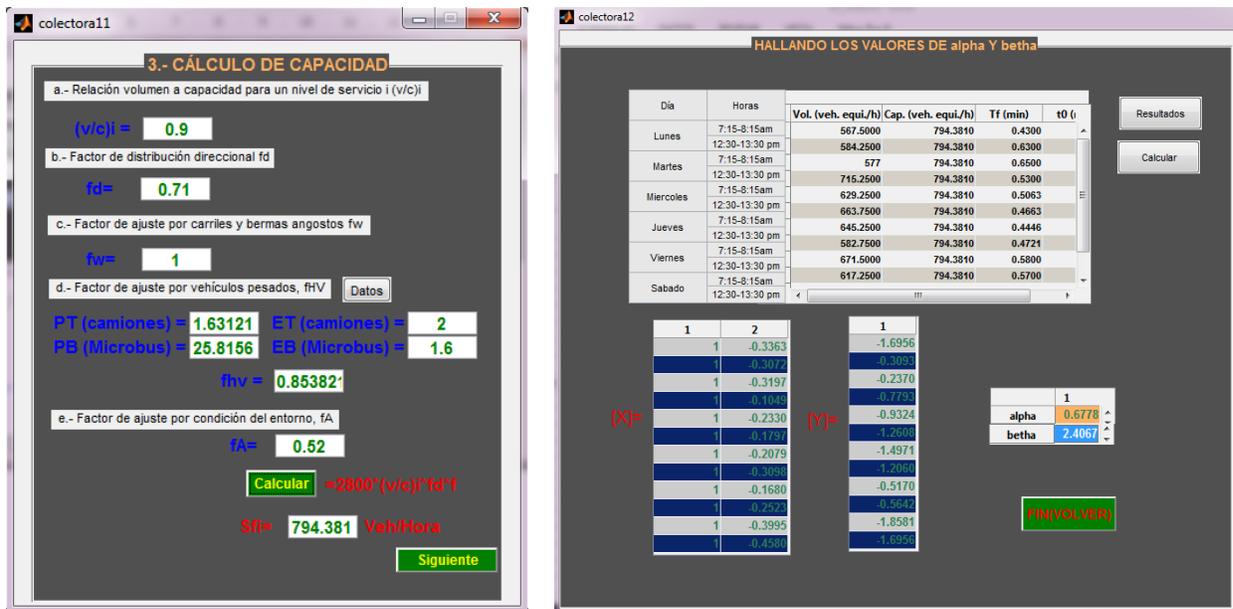


Figura 57 Cálculo de la capacidad vehicular y valores de alpha y beta.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

El uso de la función BPR y Cónica, se ajustó perfectamente a la demanda del flujo vehicular que permitirá explicar el fenómeno de la congestión a medida que aumenta el flujo vehicular, cuyos parámetros calibrados, permitirá mejorar los modelos de asignación en futuros estudios del sistema de transportes en ciudades de tamaño medio.

Se logró la calibración de la función volumen – demora del tipo BPR y Cónica, validando estos valores con el indicador estadístico GEH y %RMSE, comparando los resultados con las curvas de Heinz Spiess y la contrastación de hipótesis, estos valores están sujetos a las condiciones geométricas y el diseño de cada tipo de vía, siendo:

Tipo de vía	BPR		CÓNICA	
	α	β	α	β
Arterial	1.00	3.22	3.22	1.23
Colectora	0.68	2.36	4.20	1.16
Local	0.25	1.40	5.72	1.11

Tabla 37 Valores de α y β para la función volumen - demora tipo BPR y Cónica para vías urbanas de tamaño medio.

Estos valores podrán ser usados en cualquier época del año, ya que la estacionalidad no interfiere en la oferta del transporte y no afecta directamente los resultados obtenidos.

Estos parámetros calibrados son para todo tipo de vehículos, para diferentes tipos de vías

Se logró obtener los valores locales de las características operacionales de la oferta vial como velocidad y capacidad, para las vías arteriales, colectoras y locales, que permitirá representar mejor el comportamiento de los flujos de transporte en la red vial, además de poder usarse en ciudades de características similares.

Tipo de vía	Capacidad (vehículos equiv./hora/carril)	Velocidad de flujo libre (km/h)
Arterial	1200	60
Colectora	800	40
Local	600	30

Tabla 38 Valores de capacidad y velocidad para vías urbanas de tamaño medio.

Se deja el procedimiento y la metodología de cálculo de los parámetros α y β , para las funciones tipo BPR y Cónica. Los valores calculados para la ciudad de Ayacucho podrán hacerse uso en ciudades de tamaño medio, de condiciones geométricas semejantes, como son las ciudades del Cusco, Arequipa, Puno, Huancayo, Huancavelica y otras ciudades similares.

Recomendaciones

Se recomienda que antes de realizar un trabajo o una investigación que involucre la capacidad y velocidad de la vía, es importante conocer los tiempos de viaje en función de la cantidad de vehículos, tomando en cuenta la congestión, haciendo uso de los parámetros calibrados en la presente tesis.

Se ha demostrado que para las vías con volumen vehicular menores a la capacidad de la vía ($V/C < 1$) que es un caso típico, es recomendable usar la función tipo BPR, por la simplicidad de su calibración y obtención de buenos resultados, a partir de éstos datos calibrar la función Cónica y hacer uso para volúmenes mayores a la capacidad de la vía ($V/C > 1$), que tiene la ventaja de converger de manera más eficiente y rápida.

Es recomendable obtener los propios valores de las características operacionales de la oferta vial, ya que los valores de flujo, velocidad y capacidad están condicionado a muchos factores como la geometría vial, topografía, el clima, tipos de vehículos, etc. de cada ciudad y país, obteniendo representaciones más próximas del sistema vial.

El trabajo pretende ser un modelo general aplicable a cualquier ciudad de tamaño medio de características similares a la ciudad de Ayacucho, Previa evaluación a las características y comportamiento similares a esta ciudad, A partir de la calibración de estos parámetros, los modeladores podrán hacer uso de estos valores en cualquier software y últimos modelos de asignación de tráfico.

REFERENCIAS

BIBLIOGRÁFICAS.

- [1] **Box, C., & Oppenlander, C.** (1985). Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito. 4ta edición México D.F., México. Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A. PP 238.
- [2] **Dowling, R., & Skabardonis, A.** (1993). Improving the Average Travel Speeds Estimated by Planning Models. In Transportation Research Record 1360. Washington, United States. Editorial National Research Council. PP 460.
- [3] **Ortúzar, J., & Willumsen, L.** (2008). Modelos de transporte. 2da edición, Universidad de Cantabria. España Editorial Pedro CID S.A. PP 680.
- [4] **Palomino, R.** (2012). Análisis del sistema de transporte urbano de la ciudad de Ayacucho. Tesis de pregrado. Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho, Perú. PP 320.
- [5] **MPH.** (2008). Municipalidad Provincial de Huamanga, Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Ayacucho 2008-2018. Ayacucho, Perú. PP 350.

ELECTRÓNICAS.

- [6] **BCEOM-GMI-WSA.** (2005). Plan Intermodal de Transportes del Perú. [En línea]. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Lima, Perú [Fecha de acceso 15 de noviembre del 2013]. URL disponible en: http://www.mtc.gob.pe/portal/logypro/plan_intermodal/
- [7] **BPR.** (1964). Bureau of Public Roads, Traffic Assignment Manual. [En línea]. Dept. of Commerce, Urban Planning Division. Washington, United States. [Fecha de acceso 10 de noviembre del 2013]. URL disponible en: <http://www.fhwa.dot.gov/highwayhistory/road/s43.cfm>
- [8] **CTLC.** (2003). Seminario Taller, Modelo de Demanda de Transporte. [En línea]. Consejo de Transportes de Lima y Callao. Lima, Perú [Fecha de acceso 10 de setiembre del 2013]. URL disponible en: <http://www.mtc.gob.pe/portal/ESTUDIOS%20REALIZADOS%20POR%20LA%20ST%20CTLC%20COMPLETO.pdf>
- [9] **C&M, CESEL SA., SOGELERG I.** (1998). Estudio complementario de la red de metro de Lima [En línea]. Ministerio de transportes y comunicaciones. Lima, Perú [Fecha de acceso 20 de enero del 2014]. URL disponible en: <http://www.aate.gob.pe/resena-de-estudios-propuestos-para-la-red-del-metro-deima/estudios/Estudio%20Complementario%20de%20la%20Red%20del%20Metro%20de%20Lima.pdf>

- [10] **DG.** (2013). Manual de carreteras, Diseño Geométrico. [En línea]. Ministerio de transportes y comunicaciones. Lima, Perú [Fecha de acceso 10 de enero del 2014]. URL disponible en: [http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/NORMAS%20DE%20GESTION%20DE%20INFRAESTRUCTURA%20VIAL/MANUALES/DG013/DISE%20C3%91O%20GEOMETRICO%20DE%20CARRETERAS%20\(DG-2013\).pdf](http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/NORMAS%20DE%20GESTION%20DE%20INFRAESTRUCTURA%20VIAL/MANUALES/DG013/DISE%20C3%91O%20GEOMETRICO%20DE%20CARRETERAS%20(DG-2013).pdf)
- [11] **HCM, H.** (1985). Delay/Volume Relations for travel Forecasting. [En línea]. Federal Highway Administration, United States. [Fecha de acceso 15 de setiembre del 2013]. URL disponible en: <https://pantherfile.uwm.edu/horowitz/www/SpeedVolume1985HCMReport.pdf>
- [12] **HCM, H.** (2000). Transportation research board National Research Council. [En línea]. Washington, United States. [Fecha de acceso 16 de setiembre del 2013]. URL disponible en:

http://sjnavarro.files.wordpress.com/08/highway_capacital_manual.pdf
- [13] **Honolulu.** (2009). Honolulu High-Capacity Transit Corridor Project. [En línea]. Honolulu, United States. [Fecha de acceso 25 de setiembre del 2013]. URL disponible en: <http://www.honolulustransit.org/document-library/planning.aspx>
- [14] **Immers, L., & Stada, J.** (1998). Traffic Demand Modelling. Belgium: [En línea]. Katholieke Universiteit Leuven. [Fecha de acceso 25 de setiembre del 2013]. URL disponible en: <http://www.kuleuven.be/traffic/dwn/H111part1.pdf>
- [15] **INEI.** (2007). Instituto Nacional de Estadística e Informática. Perfil Sociodemográfico del Perú. [En línea]. Lima, Perú [Fecha de acceso 27 de setiembre del 2013]. URL disponible en: http://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1136/libro.pdf
- [16] **ITE.** (1976). Institute of Transportation Engineers. Manual of Traffic Engineering Studies. [En línea]. Virginia, United States. [Fecha de acceso 02 de setiembre del 2013]. URL disponible en: http://www.ite.org/bookstore/TOC/TB-010A-E_TOCindex.pdf
- [17] **JICA.** (2005). Agencia de Cooperación Internacional de Japón. Plan maestro de transporte urbano para el área Metropolitana de Lima y Callao. [En línea]. Ministerio de Transportes y Comunicaciones de la República del Perú. Lima, Perú [Fecha de acceso 02 de setiembre del 2013]. URL disponible en: <http://www.protransporte.gob.pe/pdf/info/publi2/Resumen%20Plan%20Maestro.pdf>.
- [18] **Lotero Vélez, L.** (2010). Modelo matemático para la asignación de tráfico al sistema de transporte urbano aplicado al Valle de Aburrá. [En línea]. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, Colombia. [Fecha de acceso 02 de setiembre del 2013]. URL disponible en: <http://www.bdigital.unal.edu.co/2002/1/1017143209.20101.pdf>

- [19] **MTC.** (2010). Metodología de Actualización del Modelo de transportes del área Metropolitana de Lima y Callao. [En línea]. Secretaría Técnica del Consejo de Transporte de Lima y Callao. Lima, Perú [Fecha de acceso 21 de setiembre del 2013]. URL disponible en: https://www.mtc.gob.pe/portal/home/documentos/transparencia/PublicacionesRecientes/2010/Nov/InformeFinalMetodologia_Nov.pdf
- [20] **Núñez Hernández, R.** (2010). Tarifación y congestión en terminales de transporte cuando hay competencia público - privada. [En línea]. Tesis de pregrado. Universidad de Chile Santiago de Chile, Chile [Fecha de acceso 05 de octubre del 2013]. URL disponible en: http://www.tesis.uchile.cl/bitstream/handle/2250/103886/cf-nunez_rh.pdf?sequence=3
- [21] **PROTRANSPORTE.** (2008). Consultoría para la capacitación en modelación de transporte en plataforma Transcad. [En línea]. ADVANCED LOGISTICS GROUP. Lima, Perú [Fecha de acceso 10 de octubre del 2013]. URL disponible en: <http://www.protransporte.gob.pe/pdf/biblioteca/2008/ConsultoriaCapacitacionTransCAD.pdf>
- [22] **RNT.** (2009). Reglamento Nacional de Tránsito. [En línea]. Ministerio de transportes y comunicaciones. Lima, Perú [Fecha de acceso 15 de octubre del 2013]. URL disponible en: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_1669.pdf
- [23] **Sheffi, Y.** (1985). Urban Transportation Networks: Equilibrium Analysis with Mathematical Programming Methods. [En línea]. Prentice-Hall, Inc. New Jersey [Fecha de acceso 18 de octubre del 2013]. URL disponible en: http://web.mit.edu/sheffi/www/selectedMedia/sheffi_urban_trans_networks.pdf
- [24] **SIGMA GP LOGIT.** (2010). Estudio del impacto vial en la red Metropolitana de Lima y Callao por el flujo de carga del puerto, aeropuerto y zona de actividad logística. [En línea]. Ministerio de transportes y comunicaciones. Lima, Perú [Fecha de acceso 05 de octubre del 2013]. URL disponible en: <http://www.mtc.gob.pe/portal/ogpp/documentos/Estudio%20Puerto%20-%20Ciudad/Informe%20Final.pdf>
- [25] **Skabardonis, A., & Dowling, R.** (1997). Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1572. Improved Speed-Flow Relationship for Planning Applications. [En línea]. National Research Council. Washington [Fecha de acceso 05 de octubre del 2013]. URL disponible en: http://diginole.lib.fsu.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1000&context=cee_faculty_publications
- [26] **Spiess, H.** (1990). Conical volume – delay functions. Transportation Science, Vol:24, No.2. [En línea]. [Fecha de acceso 02 de octubre del 2013]. URL disponible en: <http://emme2.spiess.ch/conic/conic.html>
- [27] **TBP.** (2010). Travel Forecasting Subcommittee of the Tbp [En línea]. Technical Committee. Traffic assignment of observed trips. TAZ area system. Washington [Fecha de acceso 08 de octubre de 2013]. URL disponible en: <http://www.mwcog.org/uploads/committee-documents/kV5XXF1f20101119160626.pdf>

- [28] **Torres, G., & Pérez, J.** (2002). Métodos de asignación de tránsito en redes regionales de carreteras. Sanfandila [En línea]. Publicación Técnica No. 214. México [Fecha de acceso 08 de octubre de 2013]. URL disponible en: <http://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt214.pdf>
- [29] **Valdes, C.** (2008). Integración de modelos estratégicos con modelos de transporte aplicación al modelo Mars [En línea] Tesis de doctoral. España: Universidad Politécnica de Madrid, España. [Fecha de acceso 01 de octubre de 2013]. URL disponible en: https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CBoQFjAA&url=http%3A%2F%2Foa.upm.es%2F2029%2F1%2F04200509.pdf&ei=vOO6VOHCEsfHgwS4GgAQ&usg=AFQjCNHOWBKT-SzuyIn4kHpXinhsJ_dA&sig2=ixzCpT5r39XnHwATEqCInw&bvm=bv.77161500,d.eXY
- [30] **Verástegui Rayo, D.** (2006). Estimación de matrices origen – destino y calibración de parámetros en el problema de asignación de tráfico en redes congestionadas. [En línea] Tesis de doctoral. Universidad de la Castilla de la Mancha. España [Fecha de acceso 01 de octubre de 2013]. URL disponible en: <http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/4265/4191>
- [31] **Visum, U.** (2001). Analysis And Planning Of Transport Networks. [En línea] Germany. [Fecha de acceso 13 de octubre de 2013]. URL disponible en: http://vision-traffic.ptvgroup.com/fileadmin/files_ptvvision/Downloads/1_Products/EN-UK/Data/Validate_TrafficAnalysis_Forecasts.pdf
- [32] **Wardrop, J. G.** (1952). Some theoretical aspects of road traffic research. [En línea] Proceedings of the Institute of Civil Engineers. London [Fecha de acceso 16 de octubre de 2013]. URL disponible en: <http://www.its.uci.edu/~yangi/papers/Wardrop.1952.pdf>
- [33] **Xie, C., Cheu, R., & Lee, D.** (2001). Calibration-Free Arterial Link Speed Estimation Model Using Loop Data. ASCE J. [En línea] Transportation Engineering. [Fecha de acceso 13 de diciembre de 2013]. URL disponible en: https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&cad=rja&uact=8&ved=0CCgQFjAB&url=http%3A%2F%2Fwww.researchgate.net%2Fpublication%2F221657166_Calibration-Free_Arterial_Link_Speed_Estimation_Model_Using_Loop_Data%2Ffile%2F3dec52e80caed830c.pdf&ei=U6VKbIHsTHggSBiIL4Bg&usg=AFQjCNEVyKcQvffoBIx76tmbaU3Lrn5qww&sig2=BqjtH4fFFI69bL-oM-YNyw&bvm=bv.77161500,d.eXY

ANEXOS

- Anexo A-01, cálculo de los valores de α y β , para vías arteriales.
- Anexo A-02, cálculo de los valores de α y β , para vías colectoras.
- Anexo A-03, cálculo de los valores de α y β , para vías locales.
- Anexo A-04, contraste de hipótesis específica 1, para vías arteriales.
- Anexo A-05, contraste de hipótesis específica 1, para vías colectoras.
- Anexo A-06, contraste de hipótesis específica 1, para vías locales.
- Anexo A-07, contraste de hipótesis específica 2, para vías arteriales.
- Anexo A-08, contraste de hipótesis específica 2, para vías colectoras.
- Anexo A-09, contraste de hipótesis específica 2, para vías locales.

ANEXO A-01

CÁLCULO DE LOS VALORES DE t_0 Y S_0 PARA LAS VÍAS ARTERIALES.

Vía : Av. Mariscal Castilla
 Tramo : Entre las intersecciones de la Av. Del Ejército y el Pasaje 2 de Mayo.
 Sentido : Este - Oeste
 Distancia : 632.30 ml

1.- TIEMPOS DE VIAJE Y VELOCIDADES

1.1 Tiempo de recorrido del arco a flujo libre t_0 (min)

Se ha usado el método de los vehículos flotantes obteniéndose los siguientes resultados:

Día	Hora (a.m.)	Tipo de vehículo					Tiempo promedio (Minutos)
		Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
Lunes : 27/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.59	0.59	0.59
Miércoles: 29/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.58	0.60	0.59
Viernes : 31/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.60	0.61	0.61

Tiempo flujo libre t_0 (min) = 0.60
 Velocidad libre S_0 (m/seg) = 17.71
 Velocidad libre S_0 (km/h) = 63.76

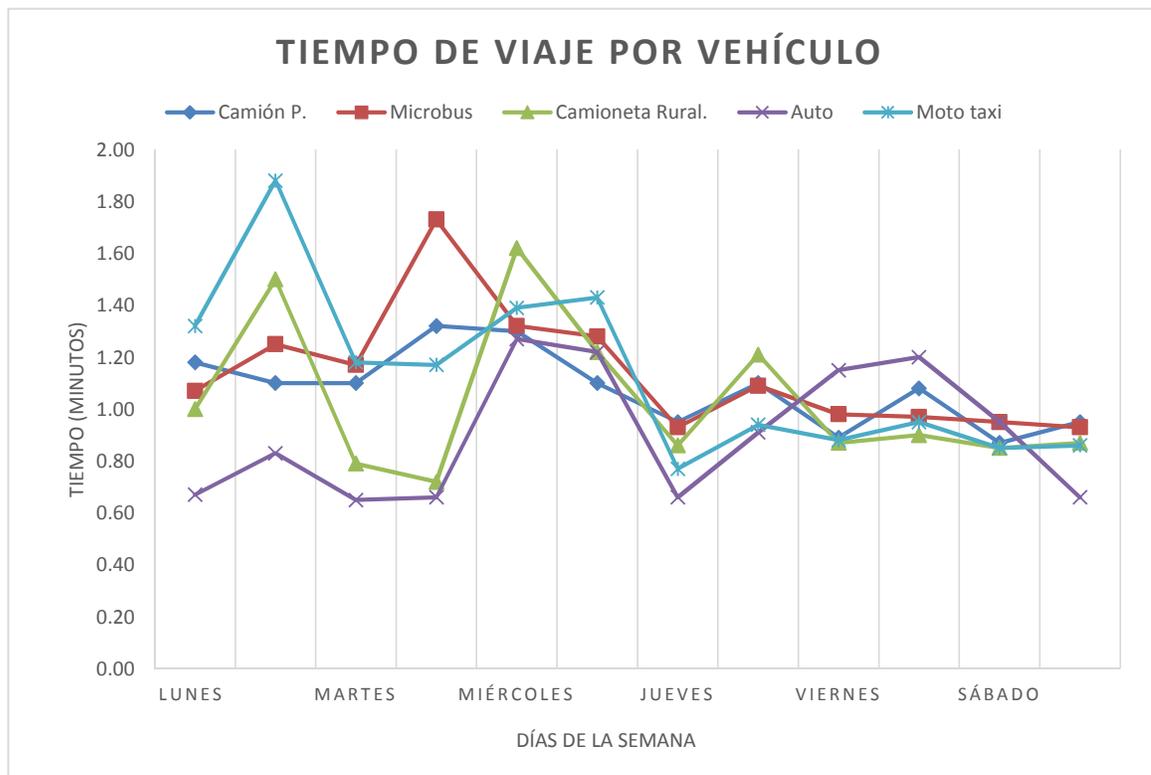
1.2 Tiempo de recorrido del arco T_f (min)

Se ha usado el método de las placas obteniéndose los siguientes resultados:

Fecha	Día	Hora (a.m. - p.m.)	Tipo de vehículo					Tiempo de viaje promedio por día (min)
			Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
27/01/2014	Lunes	7 :15 - 8 :15 am	1.18	1.07	1.00	0.67	1.32	1.05
		12:30-13:30 pm	1.10	1.25	1.50	0.83	1.88	1.31
28/01/2014	Martes	7 :15 - 8 :15 am	1.10	1.17	0.79	0.65	1.18	0.98
		12:30-13:30 pm	1.32	1.73	0.72	0.66	1.17	1.12
29/01/2014	Miércoles	7 :15 - 8 :15 am	1.30	1.32	1.62	1.27	1.39	1.38
		12:30-13:30 pm	1.10	1.28	1.22	1.22	1.43	1.25
30/01/2014	Jueves	7 :15 - 8 :15 am	0.95	0.93	0.86	0.66	0.77	0.83
		12:30-13:30 pm	1.10	1.09	1.21	0.91	0.94	1.05
31/01/2014	Viernes	7 :15 - 8 :15 am	0.89	0.98	0.87	1.15	0.88	0.95
		12:30-13:30 pm	1.08	0.97	0.90	1.20	0.95	1.02

01/02/2014	Sábado	7 :15 - 8 :15 am	0.87	0.95	0.85	0.95	0.85	0.89
		12:30-13:30 pm	0.95	0.93	0.87	0.66	0.86	0.85
Tiempo de viaje promedio por vehículo			1.08	1.14	1.03	0.90	1.14	1.06

Tiempo de recorrido promedio en la mañana $T_{f1(min)} = 1.01$
Tiempo de recorrido promedio en la tarde $T_{f2(min)} = 1.10$



1.3 Velocidad de recorrido del arco Sc (km/h)

Fecha	Día	Hora (a.m. - p.m.)	Tipo de vehículo					Velocidad de recorrido promedio por día (km/h)
			Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
27/01/2014	Lunes	7 :15 - 8 :15 am	32.15	35.46	37.94	56.62	28.74	38.18
		12:30-13:30 pm	34.49	30.35	25.29	45.71	20.18	31.20
28/01/2014	Martes	7 :15 - 8 :15 am	34.49	32.43	48.02	58.37	32.15	41.09
		12:30-13:30 pm	28.74	21.93	52.69	57.48	32.43	38.65
29/01/2014	Miércoles	7 :15 - 8 :15 am	29.18	28.74	23.42	29.87	27.29	27.70
		12:30-13:30 pm	34.49	29.64	31.10	31.10	26.53	30.57

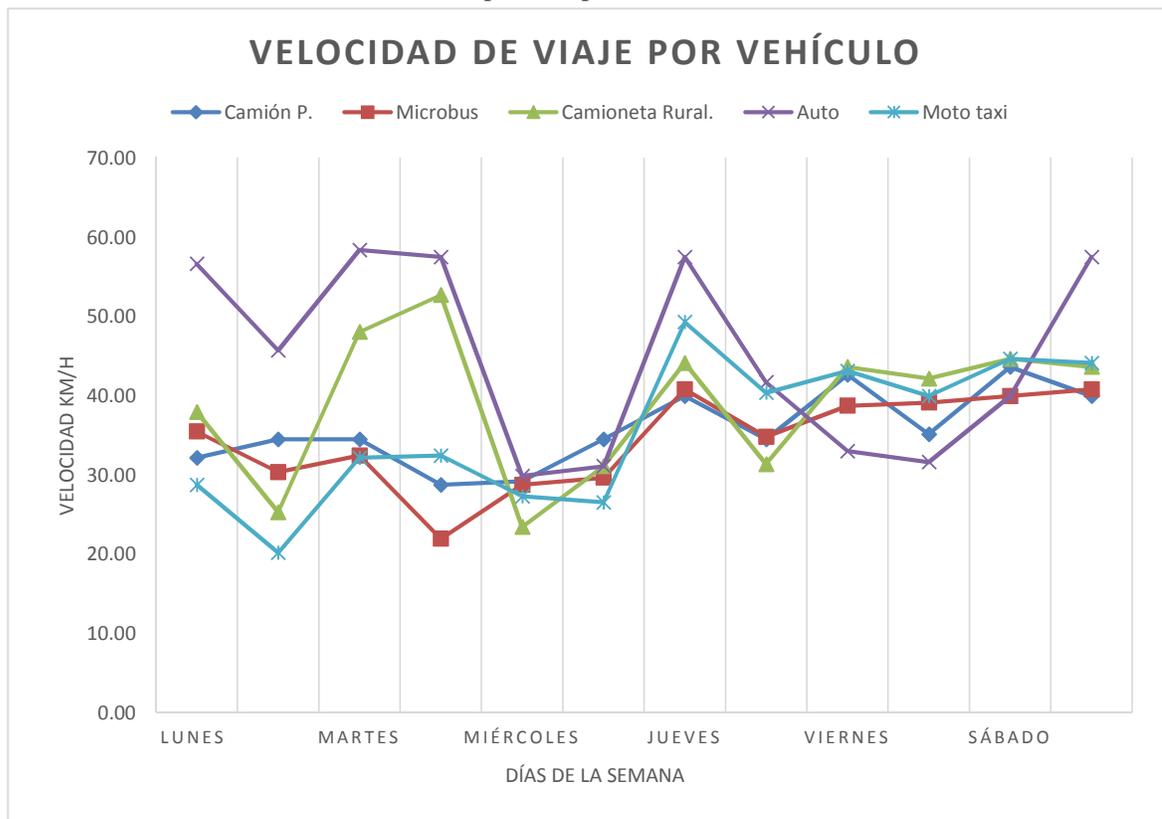
30/01/2014	Jueves	7 :15 - 8 :15 am	39.93	40.79	44.11	57.48	49.27	46.32
		12:30-13:30 pm	34.49	34.81	31.35	41.69	40.36	36.54
31/01/2014	Viernes	7 :15 - 8 :15 am	42.63	38.71	43.61	32.99	43.11	40.21
		12:30-13:30 pm	35.13	39.11	42.15	31.62	39.93	37.59
01/02/2014	Sábado	7 :15 - 8 :15 am	43.61	39.93	44.63	39.93	44.63	42.55
		12:30-13:30 pm	39.93	40.79	43.61	57.48	44.11	45.19
Velocidad de recorrido Promedio por vehículo (km/h)			35.77	34.39	38.99	45.03	35.73	37.98

Velocidad de capacidad promedio en la mañana

Sc1 (km/h) = 39.34

Velocidad de capacidad promedio en la tarde

Sc2 (km/h) = 36.62



2.- VOLÚMEN DE VEHÍCULOS

2.1 Factor de volumen equivalente

VEH. EQUIV.	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto taxi	Motocicleta
VEH. EQUIV.	2.5	1.5	2.5	1.25	1	0.75	0.5

2.2 Volumen total y volumen equivalente del punto de aforo.

Fecha: Lunes 27 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	3	25	2	120	28	30	208
7:30-7:45	0	2	26	4	114	24	20	190
7:45-8:00	0	9	24	3	134	26	44	240
8:00-8:15	0	5	29	6	133	29	41	243
V. TOTAL	0	19	104	15	501	107	135	881
V. EQUIV.	0	28.5	260	18.75	501	80.25	67.5	956

12:30-12:45	1	7	40	5	158	22	45	278
12:45-13:00	0	1	13	5	94	10	22	145
13:00-13:15	0	6	15	5	125	21	39	211
13:15-13:30	0	2	26	7	123	18	26	202
V. TOTAL	1	16	94	22	500	71	132	836
V. EQUIV.	2.5	24	235	27.5	500	53.25	66	908.25

Fecha: Martes 28 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	3	33	4	82	21	21	164
7:30-7:45	0	1	31	4	59	10	27	132
7:45-8:00	0	2	21	3	56	10	25	117
8:00-8:15	0	6	22	2	82	17	33	162
V. TOTAL	0	12	107	13	279	58	106	575
V. EQUIV.	0	18	267.5	16.25	279	43.5	53	677.25

12:30-12:45	2	4	23	7	99	21	18	174
12:45-13:00	0	3	27	3	78	22	31	164
13:00-13:15	0	7	24	5	108	23	36	203
13:15-13:30	0	6	23	3	134	22	47	235
V. TOTAL	2	20	97	18	419	88	132	776
V. EQUIV.	5	30	242.5	22.5	419	66	66	851

Fecha: Miércoles 29 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	2	26	2	121	25	18	194
7:30-7:45	0	3	28	6	113	24	24	198
7:45-8:00	0	9	26	1	144	27	40	247
8:00-8:15	0	0	25	2	135	34	33	229
V. TOTAL	0	14	105	11	513	110	115	868
V. EQUIV.	0	21	262.5	13.75	513	82.5	57.5	950.25

12:30-12:45	1	4	20	4	99	16	23	167
12:45-13:00	1	5	22	5	113	25	28	199
13:00-13:15	0	0	26	3	114	17	36	196
13:15-13:30	0	0	18	0	100	20	31	169
V. TOTAL	2	9	86	12	426	78	118	731
V. EQUIV.	5	13.5	215	15	426	58.5	59	792

Fecha: Jueves 30 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	0	32	0	133	30	21	216
7:30-7:45	0	3	24	5	113	31	30	206
7:45-8:00	0	6	26	3	120	34	53	242
8:00-8:15	0	1	21	1	115	37	32	207
V. TOTAL	0	10	103	9	481	132	136	871
V. EQUIV.	0	15	257.5	11.25	481	99	68	931.75

12:30-12:45	0	8	29	3	93	29	40	202
12:45-13:00	0	5	21	4	144	21	34	229
13:00-13:15	1	8	30	9	98	32	35	213
13:15-13:30	0	5	18	6	90	18	42	179
V. TOTAL	1	26	98	22	425	100	151	823
V. EQUIV.	2.5	39	245	27.5	425	75	75.5	889.5

Fecha: Viernes 31 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta	Auto	Moto Taxi	Motocicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	3	27	5	121	19	27	202
7:30-7:45	0	3	23	4	141	17	40	228
7:45-8:00	1	4	34	5	140	24	41	249
8:00-8:15	3	4	19	3	123	19	35	206
V. TOTAL	4	14	103	17	525	79	143	885
V. EQUIV.	10	21	257.5	21.25	525	59.25	71.5	965.5

12:30-12:45	1	5	22	2	81	12	28	151
12:45-13:00	0	7	31	2	133	23	39	235
13:00-13:15	0	4	22	2	119	14	39	200
13:15-13:30	0	3	22	1	101	15	27	169
V. TOTAL	1	19	97	7	434	64	133	755
V. EQUIV.	2.5	28.5	242.5	8.75	434	48	66.5	830.75

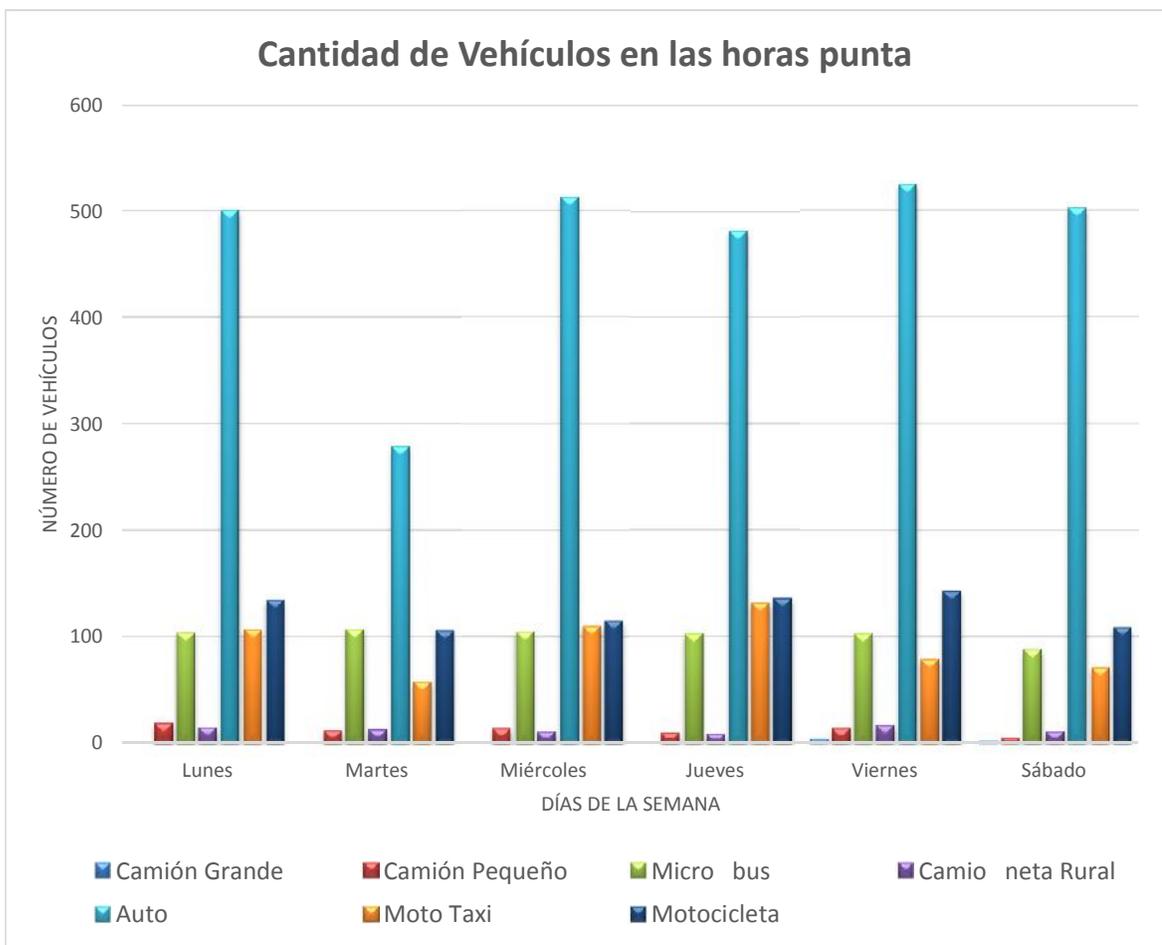
Fecha: Sábado 01 de Febrero del 2014

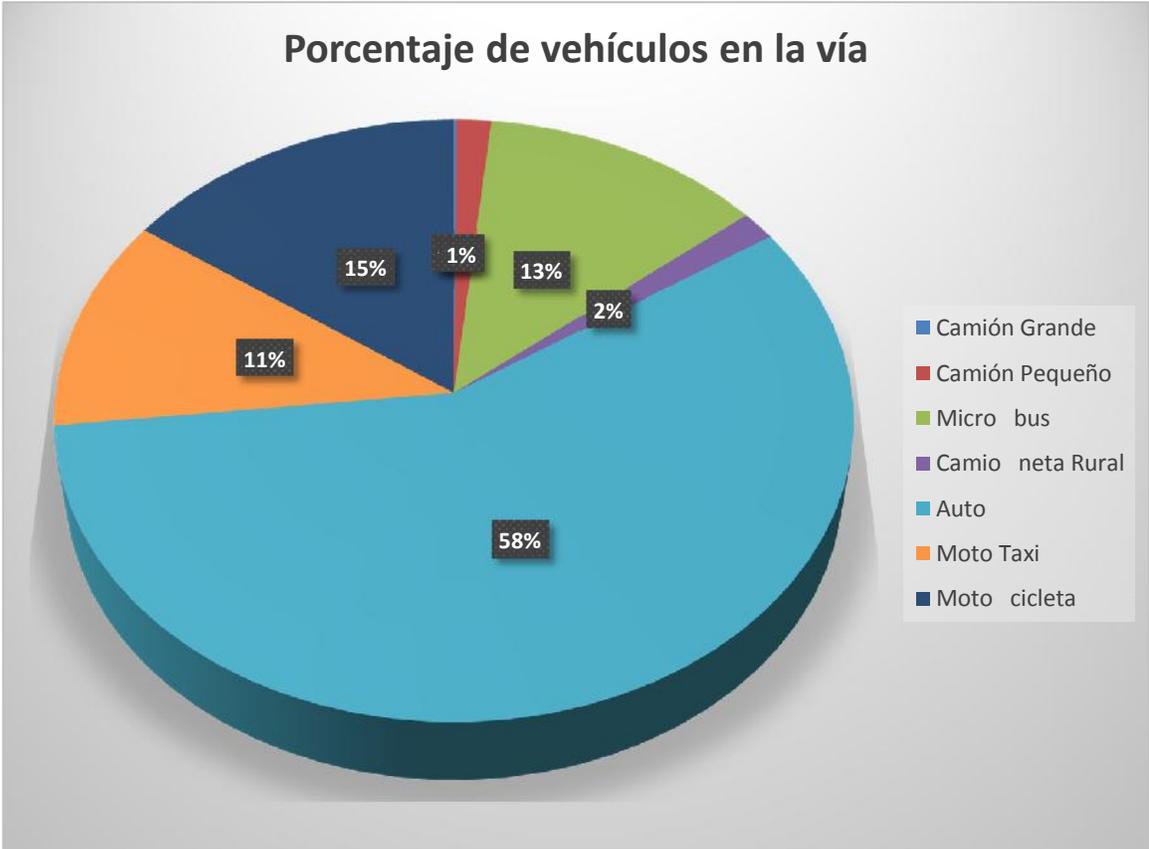
HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	2	25	2	121	19	27	196
7:30-7:45	0	0	23	4	131	17	26	201
7:45-8:00	1	2	21	2	128	16	25	195
8:00-8:15	1	1	19	3	123	19	31	197
V. TOTAL	2	5	88	11	503	71	109	789
V. EQUIV.	5	7.5	220	13.75	503	53.25	54.5	857

12:30-12:45	0	5	22	1	81	12	28	149
12:45-13:00	0	3	19	0	96	13	23	154
13:00-13:15	0	4	22	0	119	14	24	183
13:15-13:30	0	3	22	1	101	15	27	169
V. TOTAL	0	15	85	2	397	54	102	655
V. EQUIV.	0	22.5	212.5	2.5	397	40.5	51	726

2.3 Cantidad de vehículos de la mañana

Días de la semana	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta
Lunes	0	19	104	15	501	107	135
Martes	0	12	107	13	279	58	106
Miércoles	0	14	105	11	513	110	115
Jueves	0	10	103	9	481	132	136
Viernes	4	14	103	17	525	79	143
Sábado	2	5	88	11	503	71	109
Porcentaje	0.12%	1.52%	12.53%	1.56%	57.55%	11.44%	15.28%

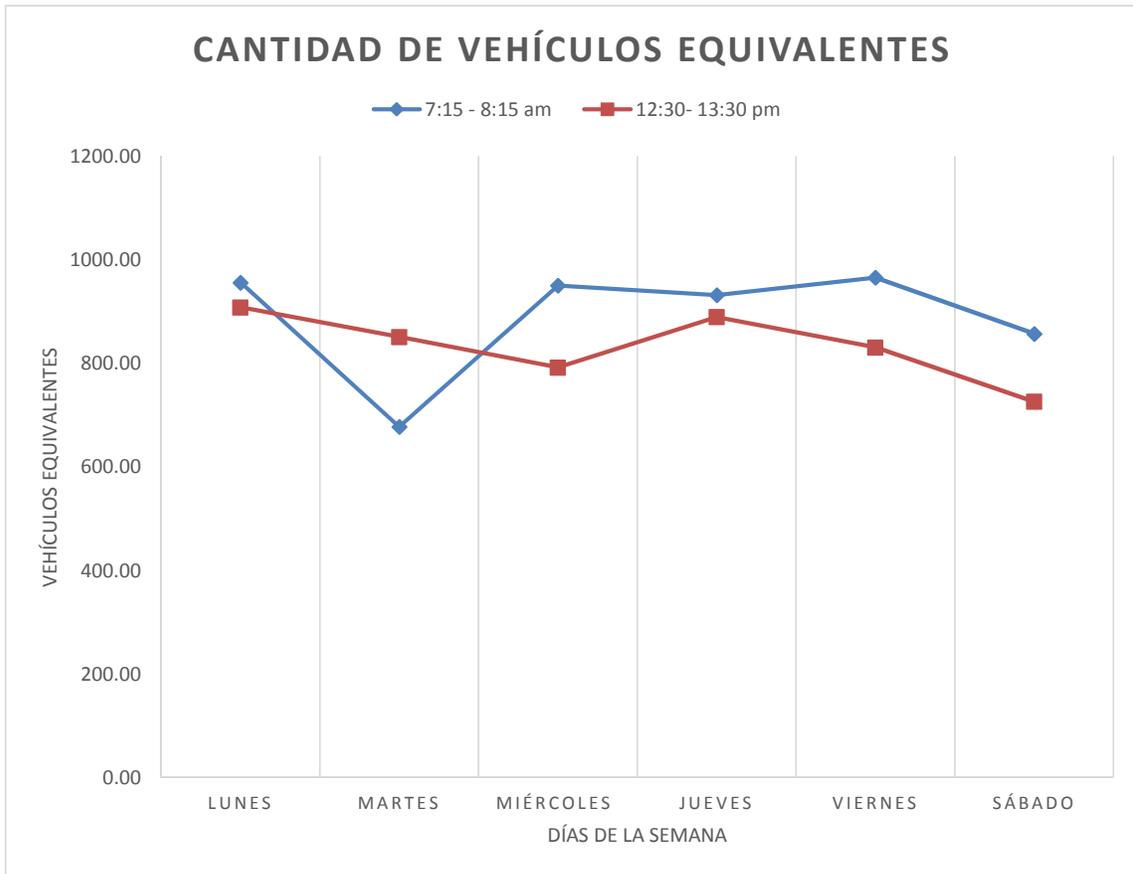




2.4 Cantidad de vehículos equivalentes en las 02 horas punta

Días de la semana	7:15 - 8:15 am	12:30-13:30 pm	Promedio
Lunes	956.00	908.25	932.13
Martes	677.25	851.00	764.13
Miércoles	950.25	792.00	871.13
Jueves	931.75	889.50	910.63
Viernes	965.50	830.75	898.13
Sábado	857.00	726.00	791.50

V1 volúmen máximo en la mañana (veh. Equiv./hora) = 966
 V2 volúmen máximo en la tarde (veh. Equiv./hora) = 908



3.- CÁLCULO DE CAPACIDAD

$$Sf_i = 2,800 \cdot (v/c)_i \cdot f_d \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_A$$

a.- Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i $(v/c)_i$

Tipo de terreno	Velocidad de Flujo Libre	
	> 60 kph	< 60 kph
Plano	0.9	0.9
Ondulado	0.9	0.8
Monta oso	0.8	0.7

Según la tabla se tendrá un valor de:

$(v/c)_i =$	0.9
-------------	-----

b.- Factor de distribución direccional f_d

Distribución de dirección (%)	f_d
50/50	1.00
60/40	0.94
70/30	0.89
80/20	0.83
90/10	0.75
100/0	0.71

Según la tabla se tendrá en cuenta que la mayoría de las vías locales son de un sentido por su sección pequeña, tendrá un valor de:

f_d	1
-------	---

c.- Factor de ajuste por carriles y bermas angostos f_w

Tipo de sección Para carreteras de 2 carriles	Ancho Total $A_t(m)$	Berma teórico $H_t(m)$
C	10.50 - 12.00	1.80
D	8.50 - 10.50	1.50
E	6.75 - 8.50	1.00
F	< 6.75	0.75

Según la tabla se tendrá un valor de:

f_w	1
-------	---

d.- Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}

$$f_{HV} = 1 / [(1 + P_T (E_T - 1) + P_B (E_B - 1))]$$

Según el aforo vehicular se tiene las proporciones de camiones y ómnibus del flujo vehicular:

P_T (camiones) =	1.64%
P_B (Microbus) =	12.53%

Tipo de vehículo	Tipo de terreno			
	Plano	Ondulado	Montañoso	Pendientes críticas
Camión	2.0	5.0	12.0	16.0
Ómnibus	1.6	2.9	6.5	10.0

Según la tabla se tiene la proporción de vehiculos equivalentes

E_T (camiones) =	2.0
E_B (Microbus) =	1.6

f_w =	0.916
---------	-------

e.- Factor de ajuste por condición del entorno, f_A

Dado que el análisis es en vías urbanas se tendrá que:

f_A =	0.52
---------	------

Por tanto reemplazando en la fórmula se tiene:

$$Sf_i = 2,800.(v/c)_i f_d f_w f_{HV} f_A$$

Sf_i =	1200.44	veh/hora
----------	---------	----------

HALLANDO LOS VALORES DE α Y β REEMPLAZANDO EN LAS ECUACIONES

$$T_f = t_0 \left[1 + r \left(\frac{V}{C} \right)^s \right]$$

DATOS:

$$C \text{ (veh. Equi./h)} = 1200.44$$

$$t_0 \text{ (min)} = 0.60$$

Días de la semana	Hora	Vol. (veh. equi./h)	Cap. (veh. equi./h)	Tr (min)	t ₀ (min)
Lunes	7 :15 - 8 :15 am	956.00	1200.44	0.67	0.60
	12:30-13:30 pm	908.25	1200.44	0.83	0.60
Martes	7 :15 - 8 :15 am	677.25	1200.44	0.65	0.60
	12:30-13:30 pm	851.00	1200.44	0.66	0.60
Miercoles	7 :15 - 8 :15 am	950.25	1200.44	1.27	0.60
	12:30-13:30 pm	792.00	1200.44	1.22	0.60
Jueves	7 :15 - 8 :15 am	931.75	1200.44	0.66	0.60
	12:30-13:30 pm	889.50	1200.44	0.91	0.60
Viernes	7 :15 - 8 :15 am	965.50	1200.44	1.15	0.60
	12:30-13:30 pm	830.75	1200.44	1.20	0.60
Sábado	7 :15 - 8 :15 am	857.00	1200.44	0.95	0.60
	12:30-13:30 pm	726.00	1200.44	0.66	0.60

CONVIRTIENDO A UNA ECUACIÓN MATRICIAL

$$\ln\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) = \ln(r) + s \cdot \ln\left(\frac{V}{C}\right) \quad Y = a + sX \quad \begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \left([X^T][X] \right)^{-1} \times [X^T][Y]$$

$$[X] = \begin{bmatrix} 1 & -0.228 \\ 1 & -0.279 \\ 1 & -0.572 \\ 1 & -0.344 \\ 1 & -0.234 \\ 1 & -0.416 \\ 1 & -0.253 \\ 1 & -0.300 \\ 1 & -0.218 \\ 1 & -0.368 \\ 1 & -0.337 \\ 1 & -0.503 \end{bmatrix} \quad [Y] = \begin{bmatrix} -2.071 \\ -0.929 \\ -2.381 \\ -2.214 \\ 0.126 \\ 0.049 \\ -2.214 \\ -0.636 \\ -0.070 \\ 0.017 \\ -0.516 \\ -2.214 \end{bmatrix}$$

$$[X^T][X] = \begin{bmatrix} 12.000 & -4.052 \\ -4.052 & 1.507 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = ([X^T][X])^{-1} \times [X^T][Y]$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.905 & 2.433 \\ 2.433 & 7.207 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} -13.054 \\ 4.854 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 3.22 \end{bmatrix}$$

Sabiendo que:

$$\begin{bmatrix} r \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 3.22 \end{bmatrix}$$

ANEXO A-02

CÁLCULO DE LOS VALORES DE t_0 Y S_0 PARA LAS VÍAS COLECTORAS.

Vía : Av. Independencia
 Tramo : Entre la Av. Del deporte y el Jr. Bolivar.
 Sentido : Sur - Norte
 Distancia : 247.00 ml

1.- TIEMPOS DE VIAJE Y VELOCIDADES

1.1 Tiempo de recorrido del arco a flujo libre t_0 (min)

Se ha usado el método de los vehículos flotantes obteniéndose los siguientes resultados:

Día	Hora (a.m.)	Tipo de vehículo					Tiempo promedio (Minutos)
		Camión P.	Microbus	Camioneta R.	Auto	Moto taxi	
Lunes : 27/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.35	0.37	0.36
Miércoles: 29/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.36	0.37	0.37
Viernes : 31/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.36	0.36	0.36

Tiempo flujo libre t_0 (min) = 0.36
 Velocidad libre S_0 (m/seg) = 11.38
 Velocidad libre S_0 (km/h) = 40.98

1.2 Tiempo de recorrido del arco T_f (min)

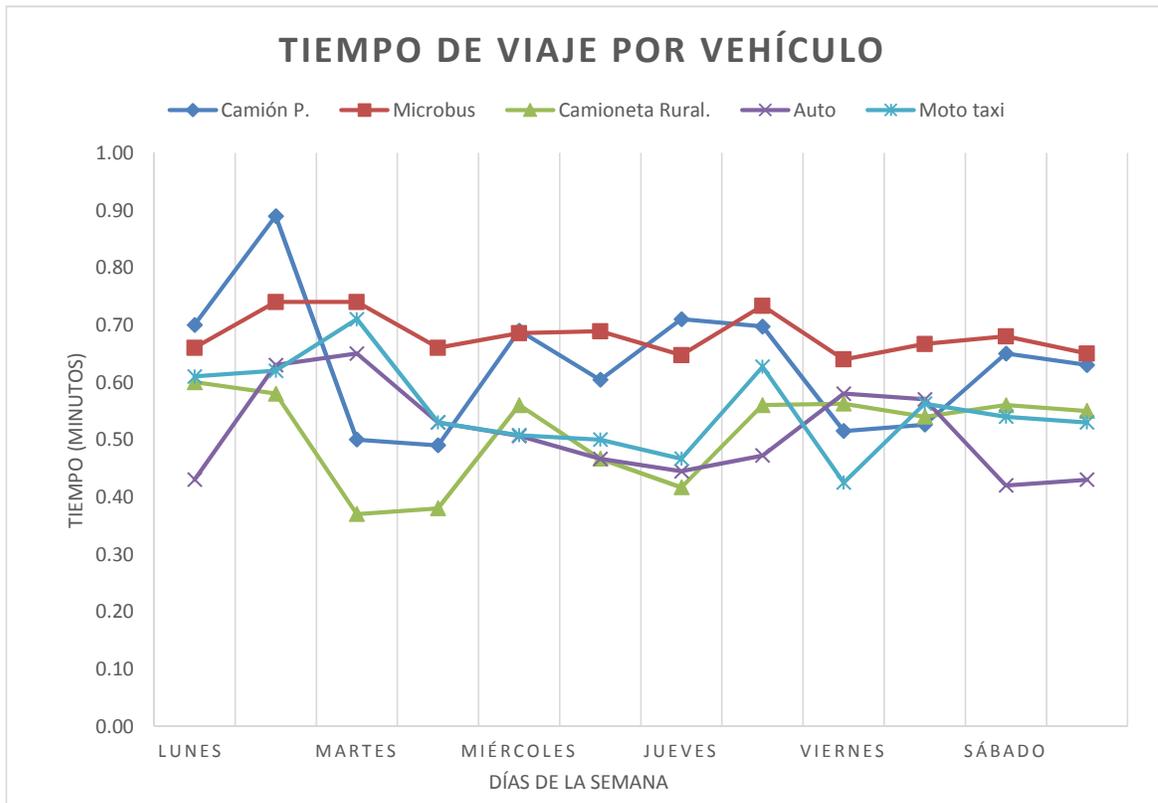
Se ha usado el método de las placas obteniéndose los siguientes resultados:

Fecha	Día	Hora (a.m. - p.m.)	Tipo de vehículo					Tiempo de viaje promedio por día (min)
			Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
27/01/2014	Lunes	7 :15 - 8 :15 am	0.70	0.66	0.60	0.43	0.61	0.60
		12:30-13:30 pm	0.89	0.74	0.58	0.63	0.62	0.69
28/01/2014	Martes	7 :15 - 8 :15 am	0.50	0.74	0.37	0.65	0.71	0.59
		12:30-13:30 pm	0.49	0.66	0.38	0.53	0.53	0.52
29/01/2014	Miércoles	7 :15 - 8 :15 am	0.69	0.69	0.56	0.51	0.51	0.59
		12:30-13:30 pm	0.60	0.69	0.47	0.47	0.50	0.55
30/01/2014	Jueves	7 :15 - 8 :15 am	0.71	0.65	0.42	0.44	0.47	0.54
		12:30-13:30 pm	0.70	0.73	0.56	0.47	0.63	0.62
31/01/2014	Viernes	7 :15 - 8 :15 am	0.51	0.64	0.56	0.58	0.43	0.54
		12:30-13:30 pm	0.53	0.67	0.54	0.57	0.56	0.57

01/02/2014	Sábado	7 :15 - 8 :15 am	0.65	0.68	0.56	0.42	0.54	0.57
		12:30-13:30 pm	0.63	0.65	0.55	0.43	0.53	0.56
Tiempo de viaje promedio por vehículo			0.63	0.68	0.51	0.51	0.55	0.58

Tiempo de recorrido promedio en la mañana $T_{f1(\text{min})} = 0.57$

Tiempo de recorrido promedio en la tarde $T_{f2(\text{min})} = 0.58$



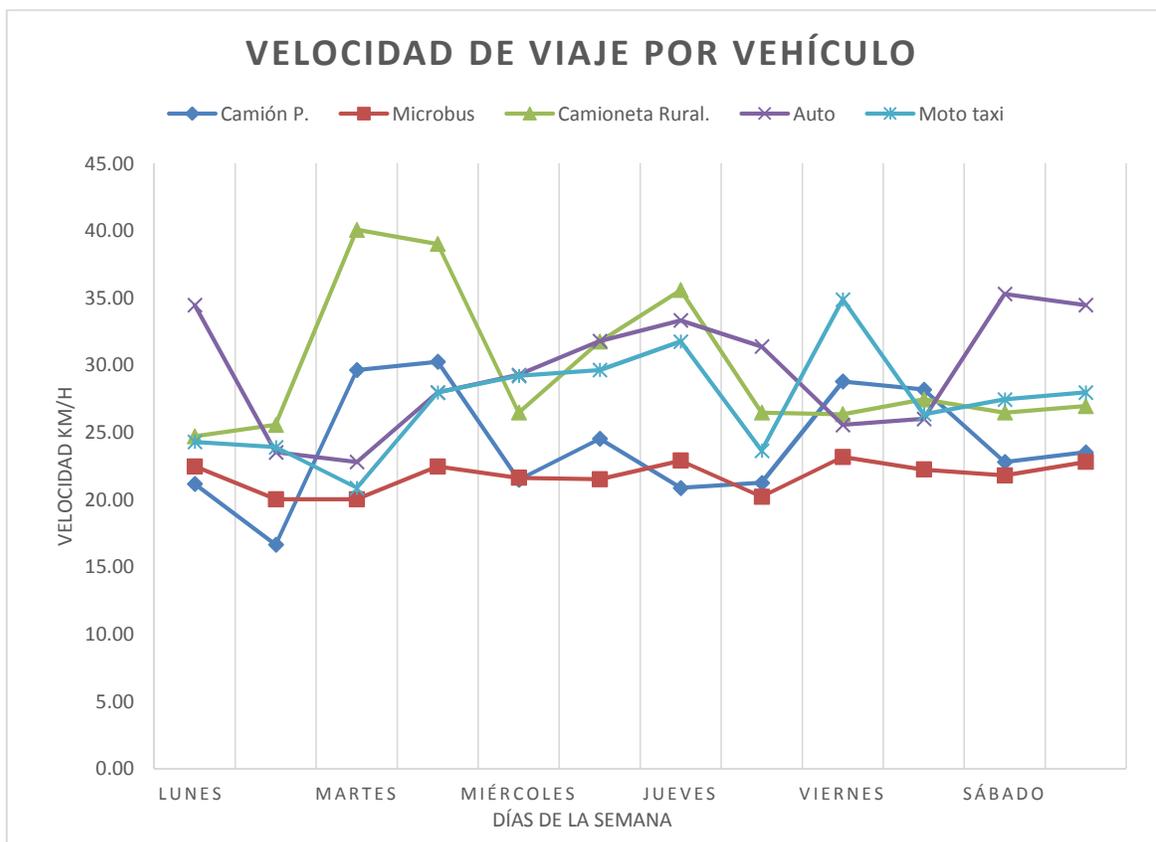
1.3 Velocidad de recorrido del arco Sc (km/h)

Fecha	Día	Hora	Tipo de vehículo					Velocidad de recorrido promedio por día (km/h)
			Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
27/01/2014	Lunes	7 :15 - 8 :15 am	21.17	22.45	24.70	34.47	24.30	25.42
		12:30-13:30 pm	16.65	20.03	25.55	23.52	23.90	21.93
28/01/2014	Martes	7 :15 - 8 :15 am	29.64	20.03	40.05	22.80	20.87	26.68
		12:30-13:30 pm	30.24	22.45	39.00	27.96	27.96	29.52
29/01/2014	Miércoles	7 :15 - 8 :15 am	21.48	21.61	26.46	29.27	29.20	25.60
		12:30-13:30 pm	24.53	21.51	31.76	31.78	29.64	27.84

30/01/2014	Jueves	7 :15 - 8 :15 am	20.87	22.90	35.57	33.33	31.76	28.89
		12:30-13:30 pm	21.26	20.21	26.46	31.39	23.64	24.59
31/01/2014	Viernes	7 :15 - 8 :15 am	28.79	23.17	26.35	25.55	34.87	27.74
		12:30-13:30 pm	28.18	22.23	27.44	26.00	26.35	26.04
01/02/2014	Sábado	7 :15 - 8 :15 am	22.80	21.79	26.46	35.29	27.44	26.76
		12:30-13:30 pm	23.52	22.80	26.95	34.47	27.96	27.14
Velocidad de recorrido promedio por vehículo (km/h)			24.09	21.77	29.73	29.65	27.32	26.51

Velocidad de capacidad promedio en la mañana S_{c1} (km/h) = 26.85

Velocidad de capacidad promedio en la tarde S_{c2} (km/h) = 26.18



2.- VOLÚMEN DE VEHÍCULOS

2.1 Factor de volumen equivalente

VEHICULO	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Motocicleta
VEH. EQUIV.	2.5	1.5	2.5	1.25	1	0.75	0.5

2.2 Volumen total y volumen equivalente del punto de aforo.

Fecha: Lunes 27 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	1	3	52	0	50	50	20	176
7:30-7:45	0	0	30	0	45	33	13	121
7:45-8:00	1	0	18	2	27	30	6	84
8:00-8:15	0	1	17	1	19	16	6	60
V. TOTAL	2	4	117	3	141	129	45	441
V. EQUIV.	5	6	292.5	3.75	141	96.75	22.5	567.5

12:30-12:45	2	0	27	2	17	27	7	82
12:45-13:00	2	1	26	0	29	26	14	98
13:00-13:15	0	2	37	0	36	45	11	131
13:15-13:30	4	0	39	1	33	32	10	119
V. TOTAL	8	3	129	3	115	130	42	430
V. EQUIV.	20	4.5	322.5	3.75	115	97.5	21	584.25

Fecha: Martes 28 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	2	0	23	0	38	42	10	115
7:30-7:45	0	0	29	0	37	27	10	103
7:45-8:00	0	0	20	1	30	19	7	77
8:00-8:15	1	3	43	1	50	42	18	158
V. TOTAL	3	3	115	2	155	130	45	453
V. EQUIV.	7.5	4.5	287.5	2.5	155	97.5	22.5	577

12:30-12:45	1	4	41	0	43	55	16	160
12:45-13:00	2	3	35	1	46	47	15	149
13:00-13:15	1	0	31	2	38	44	14	130
13:15-13:30	2	4	31	1	28	49	20	135
V. TOTAL	6	11	138	4	155	195	65	574
V. EQUIV.	15	16.5	345	5	155	146.25	32.5	715.25

Fecha: Miércoles 29 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	5	0	48	0	66	70	13	202
7:30-7:45	0	0	23	1	22	31	10	87
7:45-8:00	0	0	23	0	14	19	6	62
8:00-8:15	2	1	36	2	46	32	10	129
V. TOTAL	7	1	130	3	148	152	39	480
V. EQUIV.	17.5	1.5	325	3.75	148	114	19.5	629.25

12:30-12:45	3	4	33	0	34	37	19	130
12:45-13:00	2	1	32	1	35	30	12	113
13:00-13:15	0	2	38	2	32	43	19	136
13:15-13:30	4	1	32	1	41	37	19	135
V. TOTAL	9	8	135	4	142	147	69	514
V. EQUIV.	22.5	12	337.5	5	142	110.25	34.5	663.75

Fecha: Jueves 30 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	0	32	0	33	32	7	104
7:30-7:45	0	0	37	0	48	37	8	130
7:45-8:00	6	0	34	1	38	33	7	119
8:00-8:15	0	2	29	1	50	37	21	140
V. TOTAL	6	2	132	2	169	139	43	493
V. EQUIV.	15	3	330	2.5	169	104.25	21.5	645.25

12:30-12:45	0	1	33	0	21	18	6	79
12:45-13:00	3	1	33	1	32	48	5	123
13:00-13:15	1	2	32	1	38	45	15	134
13:15-13:30	2	0	28	1	25	25	24	105
V. TOTAL	6	4	126	3	116	136	50	441
V. EQUIV.	15	6	315	3.75	116	102	25	582.75

Fecha: Viernes 31 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	0	30	2	49	31	6	118
7:30-7:45	2	2	31	2	31	29	6	103
7:45-8:00	1	4	31	0	53	42	9	140
8:00-8:15	0	3	37	1	50	57	18	166
V. TOTAL	3	9	129	5	183	159	39	527
V. EQUIV.	7.5	13.5	322.5	6.25	183	119.25	19.5	671.5

12:30-12:45	0	0	30	0	49	31	6	116
12:45-13:00	0	2	31	1	31	29	6	100
13:00-13:15	1	1	31	0	45	42	7	127
13:15-13:30	0	3	27	1	48	57	8	144
V. TOTAL	1	6	119	2	173	159	27	487
V. EQUIV.	2.5	9	297.5	2.5	173	119.25	13.5	617.25

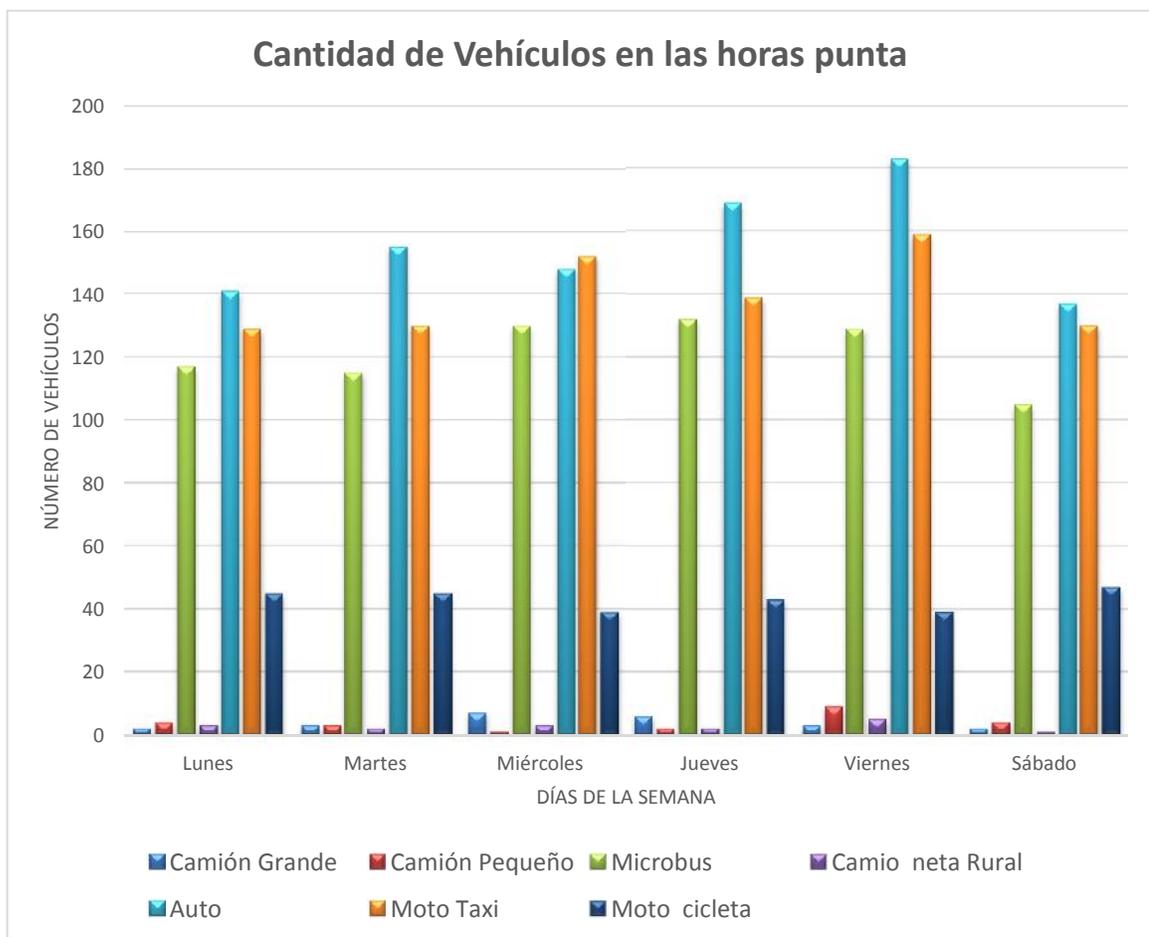
Fecha: Sábado 01 de Febrero del 2014

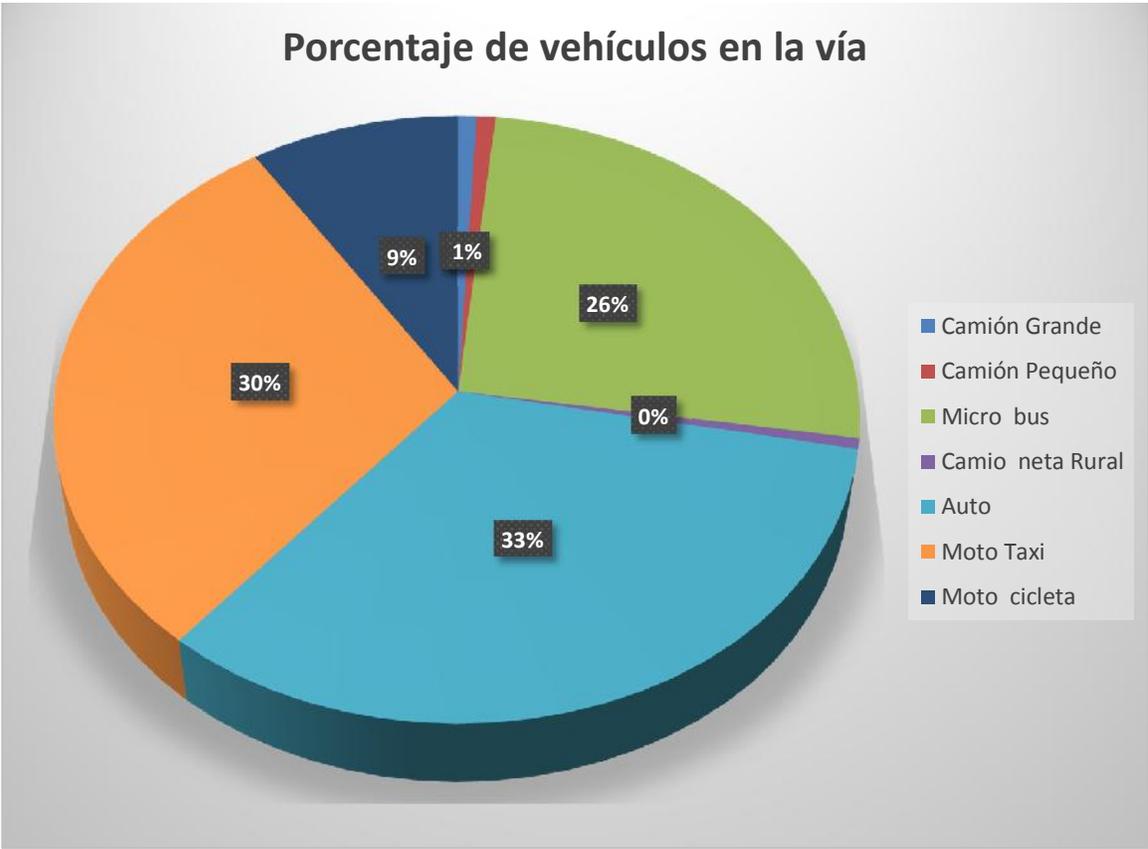
HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	1	3	40	0	46	51	22	163
7:30-7:45	0	0	30	0	45	33	13	121
7:45-8:00	1	0	18	0	27	30	6	82
8:00-8:15	0	1	17	1	19	16	6	60
V. TOTAL	2	4	105	1	137	130	47	426
V. EQUIV.	5	6	262.5	1.25	137	97.5	23.5	532.75

12:30-12:45	0	3	28	0	50	50	20	151
12:45-13:00	0	0	30	0	45	33	13	121
13:00-13:15	0	0	18	1	28	29	8	84
13:15-13:30	0	1	17	1	19	16	6	60
V. TOTAL	0	4	93	2	142	128	47	416
V. EQUIV.	0	6	232.5	2.5	142	96	23.5	502.5

2.3 Cantidad de vehículos de la mañana

Días de la semana	Camión Grande	Camión Pequeño	Microbus	Camióneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta
Lunes	2	4	117	3	141	129	45
Martes	3	3	115	2	155	130	45
Miércoles	7	1	130	3	148	152	39
Jueves	6	2	132	2	169	139	43
Viernes	3	9	129	5	183	159	39
Sábado	2	4	105	1	137	130	47
Porcentaje %	0.82%	0.82%	25.82%	0.57%	33.09%	29.75%	9.15%



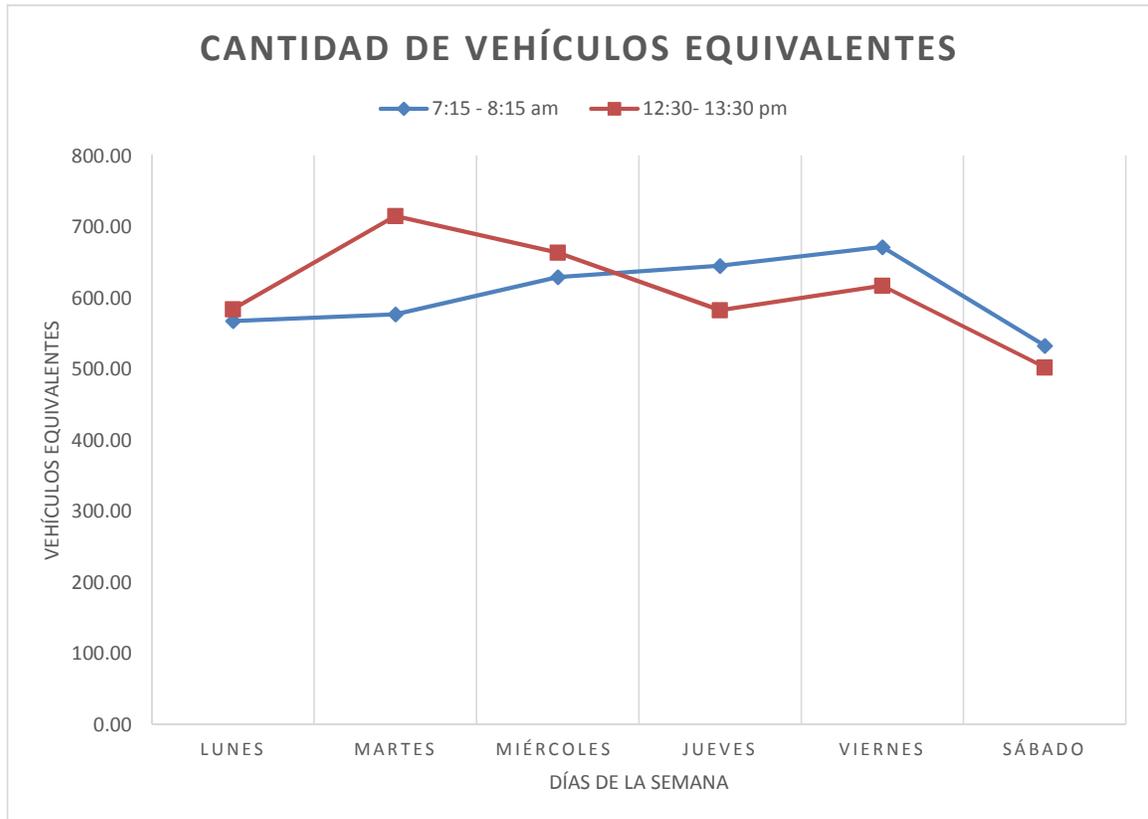


2.4 Cantidad de vehículos equivalentes en las 02 horas punta

Días de la semana	7:15 - 8:15 am	12:30-13:30 pm	Promedio
Lunes	567.50	584.25	575.88
Martes	577.00	715.25	646.13
Miércoles	629.25	663.75	646.50
Jueves	645.25	582.75	614.00
Viernes	671.50	617.25	644.38
Sábado	532.75	502.50	517.63

V1 volúmen máximo en la mañana (veh. Equiv./hora) = 672

V2 volúmen máximo en la tarde (veh. Equiv./hora) = 715



3.- CÁLCULO DE CAPACIDAD

$$Sf_i = 2,800 \cdot (v/c)_i \cdot f_d \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_A$$

a.- Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i $(v/c)_i$

Tipo de terreno	Velocidad de Flujo Libre	
	> 60 kph	< 60 kph
Plano	0.9	0.9
Ondulado	0.9	0.8
Monta oso	0.8	0.7

Según la tabla se tendrá un valor de:

$(v/c)_i =$	0.9
-------------	-----

b.- Factor de distribución direccional f_d

Distribución de dirección (%)	f_d
50/50	1.00
60/40	0.94
70/30	0.89
80/20	0.83
90/10	0.75
100/0	0.71

Según la tabla se tendrá en cuenta que la mayoría de las vías locales son de un sentido por su sección pequeña, tendrá un valor de:

f_d	0.71
-------	------

c.- Factor de ajuste por carriles y bermas angostos f_w

Tipo de sección Para carreteras de 2 carriles	Ancho Total A_t (m)	Berma teórico H_t (m)
C	10.50 - 12.00	1.80
D	8.50 - 10.50	1.50
E	6.75 - 8.50	1.00
F	< 6.75	0.75

Según la tabla se tendrá un valor de:

f_w	1
-------	---

d.- Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}

$$f_{HV} = 1 / [(1 + P_T (E_T - 1) + P_B (E_B - 1)]$$

Según el aforo vehicular se tiene las proporciones de camiones y ómnibus del flujo vehicular:

P_T (camiones) =	1.63%
P_B (Microbus) =	25.82%

Tipo de vehículo	Tipo de terreno			
	Plano	Ondulado	Montañoso	Pendientes críticas
Camión	2.0	5.0	12.0	16.0
Ómnibus	1.6	2.9	6.5	10.0

Según la tabla se tiene la proporción de vehiculos equivalentes

E_T (camiones) =	2.0
E_B (Microbus) =	1.6

f_w =	0.854
---------	-------

e.- Factor de ajuste por condición del entorno, f_A

Dado que el análisis es en vías urbanas se tendrá que:

f_A =	0.52
---------	------

Por tanto reemplazando en la fórmula se tiene:

$$Sf_i = 2,800 \cdot (v/c)_i \cdot f_d \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_A$$

Sf_i =	794.38	veh/hora
----------	--------	----------

HALLANDO LOS VALORES DE α Y β REEMPLAZANDO EN LAS ECUACIONES

$$T_f = t_0 \left[1 + r \left(\frac{V}{C} \right)^s \right]$$

DATOS:

$$C \text{ (veh. Equi./h)} = 794.38$$

$$t_0 \text{ (min)} = 0.36$$

Días de la semana	Hora	Vol. (veh. equi./h)	Cap. (veh. equi./h)	Tr (min)	t ₀ (min)
Lunes	7 :15 - 8 :15 am	567.50	794.38	0.43	0.36
	12:30-13:30 pm	584.25	794.38	0.63	0.36
Martes	7 :15 - 8 :15 am	577.00	794.38	0.65	0.36
	12:30-13:30 pm	715.25	794.38	0.53	0.36
Miercoles	7 :15 - 8 :15 am	629.25	794.38	0.51	0.36
	12:30-13:30 pm	663.75	794.38	0.47	0.36
Jueves	7 :15 - 8 :15 am	645.25	794.38	0.44	0.36
	12:30-13:30 pm	582.75	794.38	0.47	0.36
Viernes	7 :15 - 8 :15 am	671.50	794.38	0.58	0.36
	12:30-13:30 pm	617.25	794.38	0.57	0.36
Sábado	7 :15 - 8 :15 am	532.75	794.38	0.42	0.36
	12:30-13:30 pm	502.50	794.38	0.43	0.36

CONVERTIENDO A UNA ECUACIÓN MATRICIAL

$$\ln\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) = \ln(r) + s \cdot \ln\left(\frac{V}{C}\right) \quad Y = a + sX \quad \begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \left([X^T][X] \right)^{-1} \times [X^T][Y]$$

$$[X] = \begin{bmatrix} 1 & -0.336 \\ 1 & -0.307 \\ 1 & -0.320 \\ 1 & -0.105 \\ 1 & -0.233 \\ 1 & -0.180 \\ 1 & -0.208 \\ 1 & -0.310 \\ 1 & -0.168 \\ 1 & -0.252 \\ 1 & -0.400 \\ 1 & -0.458 \end{bmatrix} \quad [Y] = \begin{bmatrix} -1.666 \\ -0.298 \\ -0.227 \\ -0.765 \\ -0.916 \\ -1.240 \\ -1.472 \\ -1.186 \\ -0.505 \\ -0.552 \\ -1.825 \\ -1.666 \end{bmatrix}$$

$$[X^T][X] = \begin{bmatrix} 12.000 & -3.276 \\ -3.276 & 1.008 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \left([X^T][X] \right)^{-1} \times [X^T][Y]$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.742 & 2.413 \\ 2.413 & 8.836 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -12.318 \\ 3.631 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.38 \\ 2.36 \end{bmatrix}$$

Sabiendo que: $r = e^a$

$$\begin{bmatrix} r \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.68 \\ 2.36 \end{bmatrix}$$

ANEXO A-03

CÁLCULO DE LOS VALORES DE t_0 y S_0 PARA LAS VÍAS LOCALES.

Vía : Jr. Asamblea
 Tramo : Entre las intersecciones del Jr. Manco Cápac y el Jr. Quinua.
 Sentido : Sur - Norte
 Distancia : 84.00 ml

1.- TIEMPOS DE VIAJE Y VELOCIDADES

1.1 Tiempo de recorrido del arco a flujo libre t_0 (min)

Se ha usado el método de los vehículos flotantes obteniéndose los siguientes resultados:

Día	Hora (a.m.)	Tipo de vehículo					Tiempo promedio (Minutos)
		Camión P.	Microbus	Camioneta R.	Auto	Moto taxi	
Lunes : 27/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.16	0.17	0.17
Miércoles: 29/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.16	0.17	0.17
Viernes : 31/01/2014	2 : 00 - 3 : 00				0.17	0.18	0.18

Tiempo flujo libre t_0 (min) = **0.17**
 Velocidad libre S_0 (m/seg) = 8.32
 Velocidad libre S_0 (km/h) = 29.94

1.2 Tiempo de recorrido del arco T_f (min)

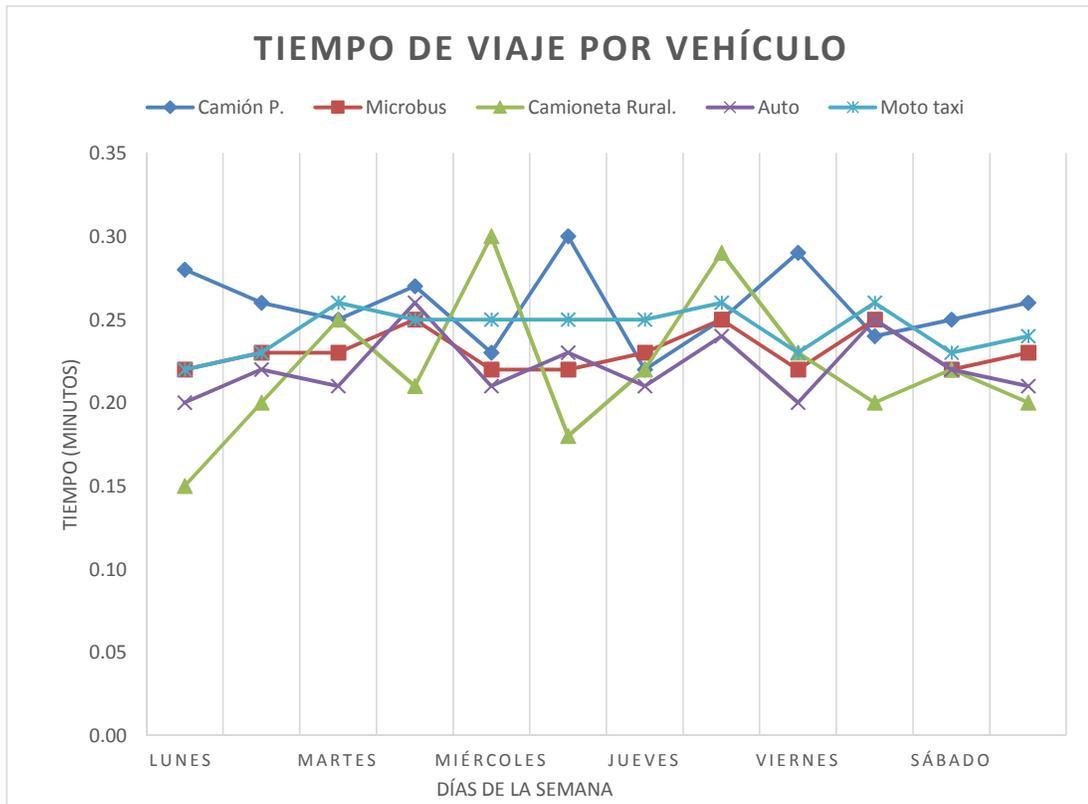
Se ha usado el método de las placas obteniéndose los siguientes resultados:

Fecha	Día	Hora (a.m. - p.m.)	Tipo de vehículo					Tiempo de viaje promedio por día (min)
			Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
27/01/2014	Lunes	7 :15 - 8 :15 am	0.28	0.22	0.15	0.20	0.22	0.21
		12:30-13:30 pm	0.26	0.23	0.20	0.22	0.23	0.23
28/01/2014	Martes	7 :15 - 8 :15 am	0.25	0.23	0.25	0.21	0.26	0.24
		12:30-13:30 pm	0.27	0.25	0.21	0.26	0.25	0.25
29/01/2014	Miércoles	7 :15 - 8 :15 am	0.23	0.22	0.30	0.21	0.25	0.24
		12:30-13:30 pm	0.30	0.22	0.18	0.23	0.25	0.24
30/01/2014	Jueves	7 :15 - 8 :15 am	0.22	0.23	0.22	0.21	0.25	0.23
		12:30-13:30 pm	0.25	0.25	0.29	0.24	0.26	0.26
31/01/2014	Viernes	7 :15 - 8 :15 am	0.29	0.22	0.23	0.20	0.23	0.23
		12:30-13:30 pm	0.24	0.25	0.20	0.25	0.26	0.24

01/02/2014	Sábado	7 :15 - 8 :15 am	0.25	0.22	0.22	0.22	0.23	0.23
		12:30-13:30 pm	0.26	0.23	0.20	0.21	0.24	0.23
Tiempo de viaje promedio por vehículo			0.26	0.23	0.22	0.22	0.24	0.24

Tiempo de recorrido promedio en la mañana $T_{f1(min)} = 0.23$

Tiempo de recorrido promedio en la tarde $T_{f2(min)} = 0.24$



1.3 Velocidad de recorrido del arco Sc (km/h)

Fecha	Día	Hora	Tipo de vehículo					Velocidad de recorrido promedio por día (km/h)
			Camión P.	Microbus	Camioneta Rural.	Auto	Moto taxi	
27/01/2014	Lunes	7 :15 - 8 :15 am	18.00	22.91	33.60	25.20	22.91	24.52
		12:30-13:30 pm	19.38	21.91	25.20	22.91	21.91	22.26
28/01/2014	Martes	7 :15 - 8 :15 am	20.16	21.91	20.16	24.00	19.38	21.12
		12:30-13:30 pm	18.67	20.16	24.00	19.38	20.16	20.47
29/01/2014	Miércoles	7 :15 - 8 :15 am	21.91	22.91	16.80	24.00	20.16	21.16
		12:30-13:30 pm	16.80	22.91	28.00	21.91	20.16	21.96

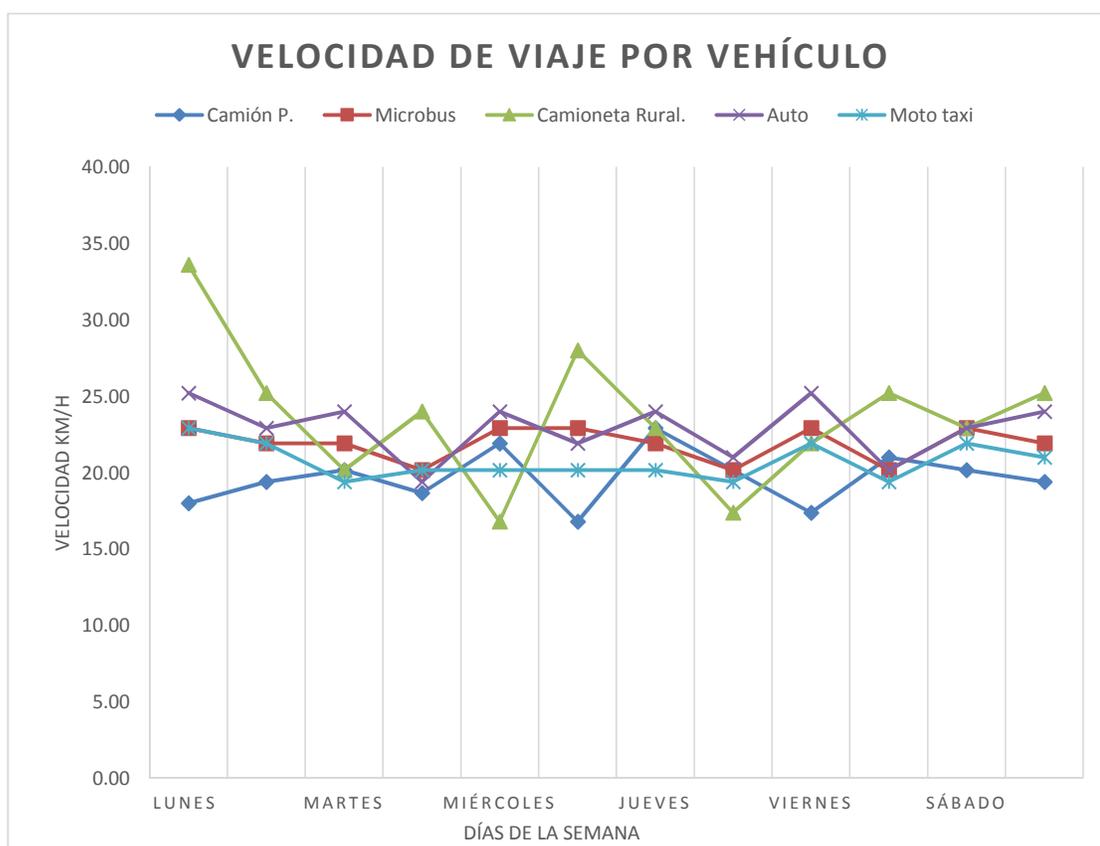
30/01/2014	Jueves	7 :15 - 8 :15 am	22.91	21.91	22.91	24.00	20.16	22.38
		12:30-13:30 pm	20.16	20.16	17.38	21.00	19.38	19.62
31/01/2014	Viernes	7 :15 - 8 :15 am	17.38	22.91	21.91	25.20	21.91	21.86
		12:30-13:30 pm	21.00	20.16	25.20	20.16	19.38	21.18
01/02/2014	Sábado	7 :15 - 8 :15 am	20.16	22.91	22.91	22.91	21.91	22.16
		12:30-13:30 pm	19.38	21.91	25.20	24.00	21.00	22.30
Velocidad de recorrido promedio por vehículo (km/h)			19.66	21.89	23.61	22.89	20.70	21.75

Velocidad de capacidad promedio en la mañana

Sc1 (km/h) = 22.20

Velocidad de capacidad promedio en la tarde

Sc2 (km/h) = 21.30



2.- VOLUMEN DE VEHÍCULOS

2.1 Factor de volumen equivalente

VEHICULO	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta
VEH. EQUIV.	2.5	1.5	2.5	1.25	1	0.75	0.5

2.2 Volumen total y volumen equivalente del punto de aforo.

Fecha: Lunes 27 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	1	0	29	2	70	50	13	165
7:30-7:45	1	0	24	0	64	40	6	135
7:45-8:00	0	0	24	0	56	50	13	143
8:00-8:15	0	2	22	0	56	50	14	144
V. TOTAL	2	2	99	2	246	190	46	587
V. EQUIV.	5	3	247.5	2.5	246	142.5	23	669.5

12:30-12:45	0	4	44	1	102	82	25	258
12:45-13:00	0	1	25	0	58	60	20	164
13:00-13:15	0	0	23	0	53	48	19	143
13:15-13:30	0	0	7	0	27	26	17	77
V. TOTAL	0	5	99	1	240	216	81	642
V. EQUIV.	0	7.5	247.5	1.25	240	162	40.5	698.75

Fecha: Martes 28 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	3	35	2	73	70	11	194
7:30-7:45	0	0	24	1	52	48	18	143
7:45-8:00	0	0	21	0	50	52	20	143
8:00-8:15	0	0	23	0	63	53	11	150
V. TOTAL	0	3	103	3	238	223	60	630
V. EQUIV.	0	4.5	257.5	3.75	238	167.25	30	701

12:30-12:45	0	3	24	2	58	52	18	157
12:45-13:00	0	4	22	1	59	82	13	181
13:00-13:15	0	0	24	2	50	73	25	174
13:15-13:30	0	0	22	1	52	62	33	170
V. TOTAL	0	7	92	6	219	269	89	682
V. EQUIV.	0	10.5	230	7.5	219	201.75	44.5	713.25

Fecha: Miércoles 29 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	0	0	33	1	62	57	14	167
7:30-7:45	0	0	24	2	50	56	7	139
7:45-8:00	1	0	24	0	49	67	11	152
8:00-8:15	0	0	27	0	82	72	21	202
V. TOTAL	1	0	108	3	243	252	53	660
V. EQUIV.	2.5	0	270	3.75	243	189	26.5	734.75

12:30-12:45	0	2	28	0	63	68	29	190
12:45-13:00	0	0	23	1	48	63	18	153
13:00-13:15	0	0	27	0	60	82	12	181
13:15-13:30	0	1	20	0	59	71	18	169
V. TOTAL	0	3	98	1	230	284	77	693
V. EQUIV.	0	4.5	245	1.25	230	213	38.5	732.25

Fecha: Jueves 30 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	1	1	38	1	78	70	11	200
7:30-7:45	0	0	19	0	43	36	7	105
7:45-8:00	0	1	26	1	70	58	23	179
8:00-8:15	0	2	23	1	73	55	21	175
V. TOTAL	1	4	106	3	264	219	62	659
V. EQUIV.	2.5	6	265	3.75	264	164.25	31	736.5

12:30-12:45	0	0	26	2	73	92	20	213
12:45-13:00	0	1	21	0	58	83	17	180
13:00-13:15	0	1	21	2	39	74	18	155
13:15-13:30	0	1	21	0	55	55	28	160
V. TOTAL	0	3	89	4	225	304	83	708
V. EQUIV.	0	4.5	222.5	5	225	228	41.5	726.5

Fecha: Viernes 31 de Enero del 2014

HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	1	0	40	0	82	67	13	203
7:30-7:45	1	1	25	1	55	49	13	145
7:45-8:00	0	1	23	0	44	46	13	127
8:00-8:15	0	2	24	0	72	65	15	178
V. TOTAL	2	4	112	1	253	227	54	653
V. EQUIV.	5	6	280	1.25	253	170.25	27	742.5

12:30-12:45	0	1	26	1	56	72	20	176
12:45-13:00	0	1	21	0	60	74	16	172
13:00-13:15	0	0	22	0	57	72	23	174
13:15-13:30	0	0	20	0	57	56	28	161
V. TOTAL	0	2	89	1	230	274	87	683
V. EQUIV.	0	3	222.5	1.25	230	205.5	43.5	705.75

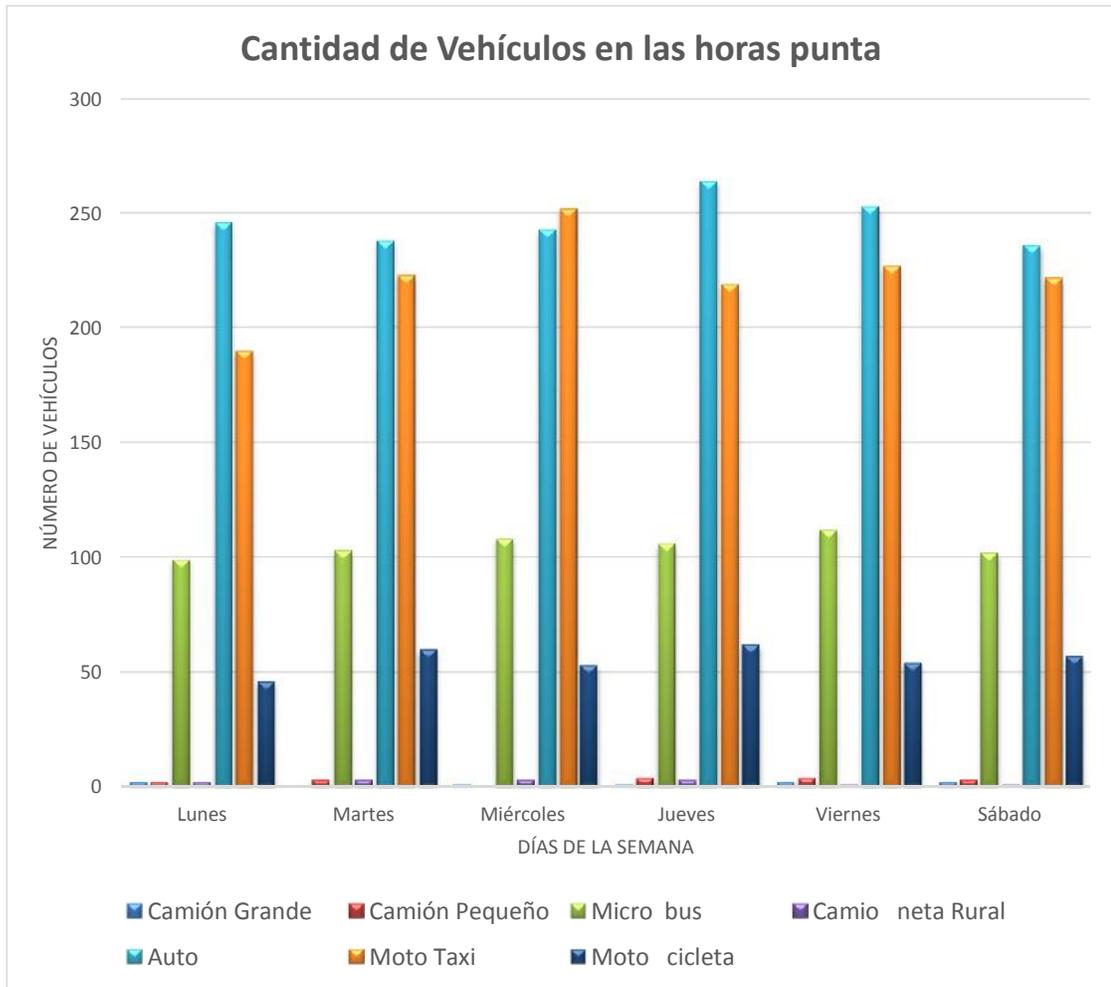
Fecha: Sábado 01 de Febrero del 2014

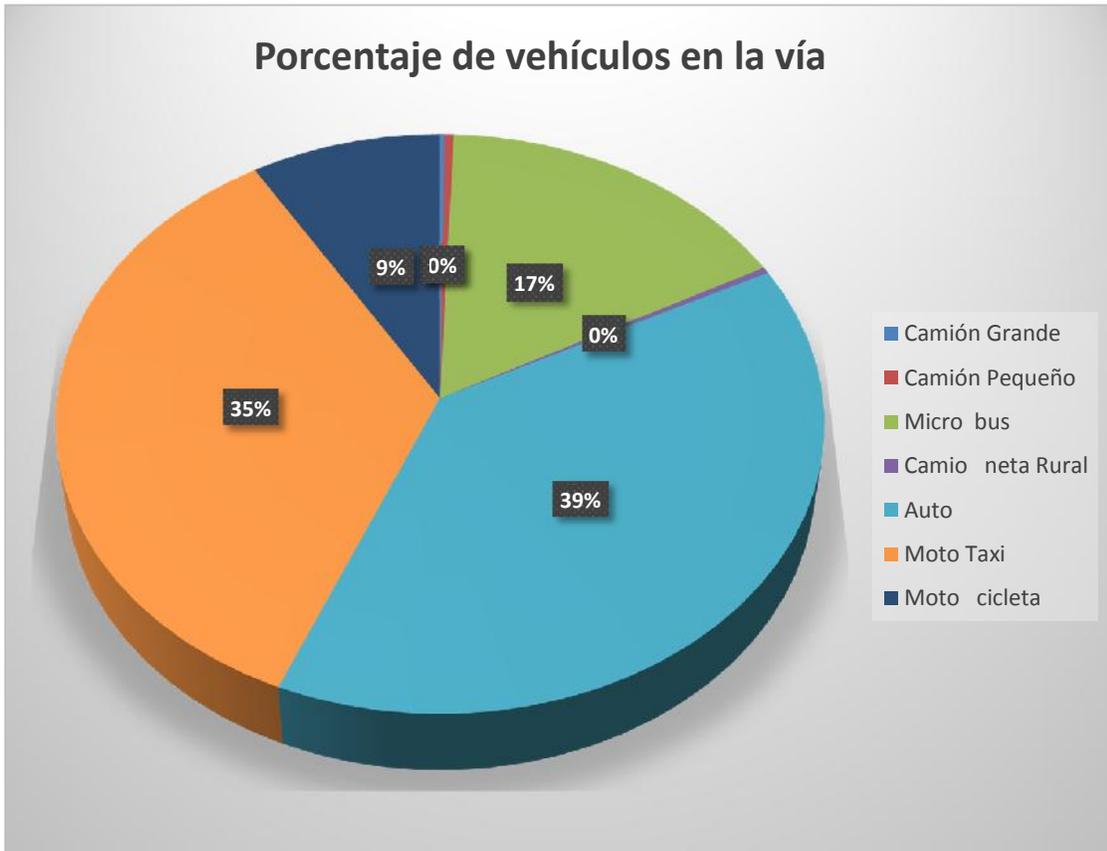
HORA	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta	TOTAL
7:15-7:30	1	3	35	0	73	70	11	193
7:30-7:45	1	0	24	1	52	48	18	144
7:45-8:00	0	0	20	0	48	52	20	140
8:00-8:15	0	0	23	0	63	52	8	146
V. TOTAL	2	3	102	1	236	222	57	623
V. EQUIV.	5	4.5	255	1.25	236	166.5	28.5	696.75

12:30-12:45	0	1	22	0	54	70	18	165
12:45-13:00	0	2	21	0	56	71	19	169
13:00-13:15	0	0	20	1	51	70	20	162
13:15-13:30	0	0	18	1	55	74	24	172
V. TOTAL	0	3	81	2	216	285	81	668
V. EQUIV.	0	4.5	202.5	2.5	216	213.75	40.5	679.75

2.3 Cantidad de vehículos de la mañana

Días de la semana	Camión Grande	Camión Pequeño	Micro bus	Camioneta Rural	Auto	Moto Taxi	Moto bicicleta
Lunes	2	2	99	2	246	190	46
Martes	0	3	103	3	238	223	60
Miércoles	1	0	108	3	243	252	53
Jueves	1	4	106	3	264	219	62
Viernes	2	4	112	1	253	227	54
Sábado	2	3	102	1	236	222	57
Porcentaje %	0.21%	0.42%	16.53%	0.34%	38.82%	34.97%	8.71%



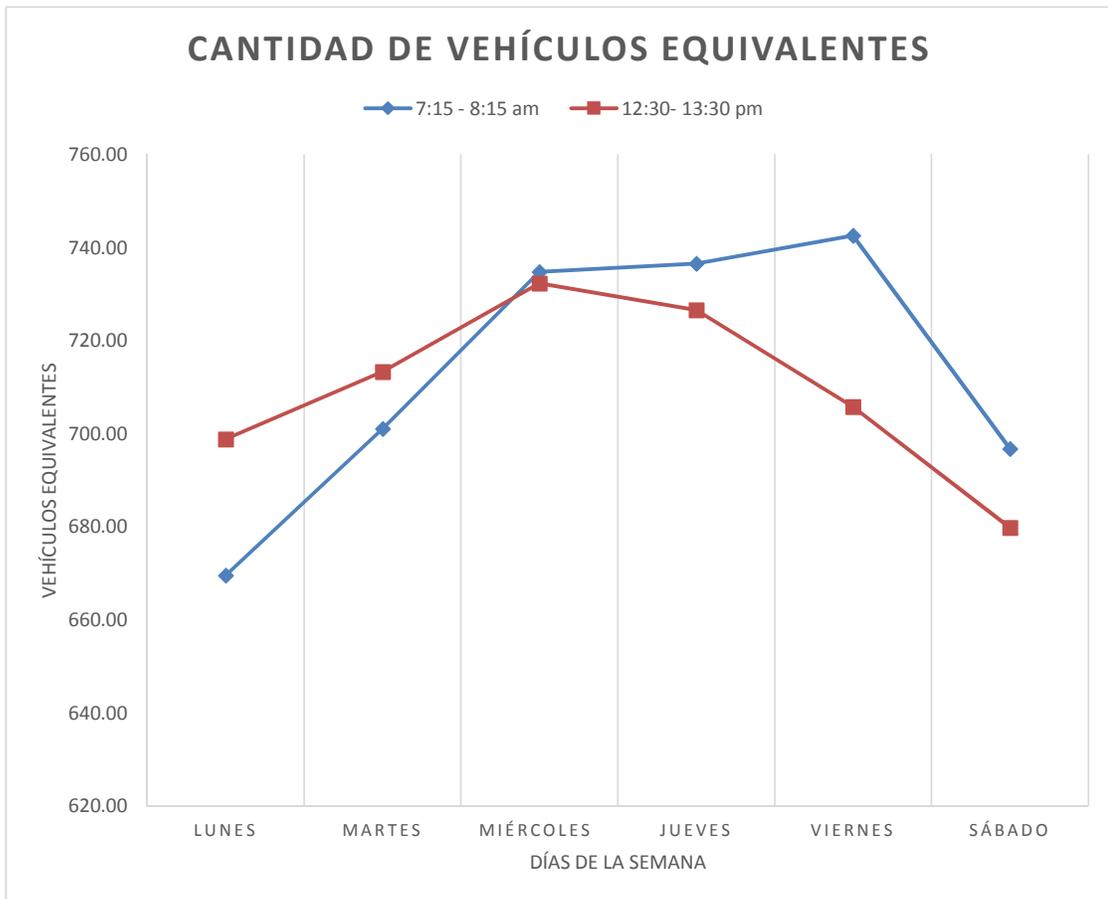


2.4 Cantidad de vehículos equivalentes en las 02 horas punta

Días de la semana	7:15 - 8:15 am	12:30- 13:30	Promedio
Lunes	669.50	698.75	684.13
Martes	701.00	713.25	707.13
Miércoles	734.75	732.25	733.50
Jueves	736.50	726.50	731.50
Viernes	742.50	705.75	724.13
Sábado	696.75	679.75	688.25

V1 volúmen máximo en la mañana (veh. Equiv./hora) = 743

V2 volúmen máximo en la tarde (veh. Equiv./hora) = 732



3.- CÁLCULO DE CAPACIDAD

$$Sf_i = 2,800 \cdot (v/c)_i \cdot f_d \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_A$$

a.- Relación volumen a capacidad para un nivel de servicio i $(v/c)_i$

Tipo de terreno	Velocidad de Flujo Libre	
	> 60 kph	< 60 kph
Plano	0.9	0.9
Ondulado	0.9	0.8
Monta oso	0.8	0.7

Según la tabla se tendra un valor de:

$(v/c)_i =$	0.9
-------------	-----

b.- Factor de distribución direccional f_d

Distribución de dirección (%)	f_d
50/50	1.00
60/40	0.94
70/30	0.89
80/20	0.83
90/10	0.75
100/0	0.71

Según la tabla se tendrá en cuenta que la mayoría de las vías locales son de un sentido por su sección pequeña, tendrá un valor de:

f_d	0.71
-------	------

c.- Factor de ajuste por carriles y bermas angostos f_w

Tipo de sección Para carreteras de 2 carriles	Ancho Total $A_t(m)$	Berma teórico $H_f(m)$
C	10.50 - 12.00	1.80
D	8.50 - 10.50	1.50
E	6.75 - 8.50	1.00
F	< 6.75	0.75

Según la tabla se tendrá un valor de:

f_w	0.75
-------	------

d.- Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}

$$f_{HV} = 1 / [(1 + P_T (E_T - 1) + P_B (E_B - 1))]$$

Según el aforo vehicular se tiene las proporciones de camiones y ómnibus del flujo vehicular:

P_T (camiones) =	0.63%
P_B (Microbus) =	16.53%

Tipo de vehículo	Tipo de terreno			
	Plano	Ondulado	Montañoso	Pendientes críticas
Camión	2.0	5.0	12.0	16.0
Ómnibus	1.6	2.9	6.5	10.0

Según la tabla se tiene la proporción de vehículos equivalentes

E_T (camiones) =	2.0
E_B (Microbus) =	1.6

f_w =	0.905
---------	-------

e.- Factor de ajuste por condición del entorno, f_A

Dado que el análisis es en vías urbanas se tendrá que:

f_A =	0.52
---------	------

Por tanto reemplazando en la fórmula se tiene:

$$Sf_i = 2,800 \cdot (v/c)_i \cdot f_d \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_A$$

Sf_i =	631.22	veh/hora
----------	--------	----------

HALLANDO LOS VALORES DE α Y β REEMPLAZANDO EN LAS ECUACIONES

$$T_f = t_0 \left[1 + r \left(\frac{V}{C} \right)^s \right]$$

DATOS:

$$C \text{ (veh. Equi./h)} = 631.22$$

$$t_0 \text{ (min)} = 0.17$$

Días de la semana	Hora	Vol. (veh. Equi./h)	Cap. (veh. Equi./h)	Tf (min)	t0 (min)
Lunes	7 :15 - 8 :15 am	669.50	631.22	0.20	0.17
	12:30-13:30 pm	698.75	631.22	0.22	0.17
Martes	7 :15 - 8 :15 am	701.00	631.22	0.21	0.17
	12:30-13:30 pm	713.25	631.22	0.26	0.17
Miercoles	7 :15 - 8 :15 am	734.75	631.22	0.21	0.17
	12:30-13:30 pm	732.25	631.22	0.23	0.17
Jueves	7 :15 - 8 :15 am	736.50	631.22	0.21	0.17
	12:30-13:30 pm	726.50	631.22	0.24	0.17
Viernes	7 :15 - 8 :15 am	742.50	631.22	0.20	0.17
	12:30-13:30 pm	705.75	631.22	0.25	0.17
Sábado	7 :15 - 8 :15 am	696.75	631.22	0.22	0.17
	12:30-13:30 pm	679.75	631.22	0.21	0.17

CONVIRTIENDO A UNA ECUACIÓN MATRICIAL

$$\ln\left(\frac{T_f - t_0}{t_0}\right) = \ln(r) + s \cdot \ln\left(\frac{V}{C}\right) \quad Y = a + sX \quad \begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \left([X^T][X] \right)^{-1} \times [X^T][Y]$$

$$[X] = \begin{bmatrix} 1 & 0.059 \\ 1 & 0.102 \\ 1 & 0.105 \\ 1 & 0.122 \\ 1 & 0.152 \\ 1 & 0.148 \\ 1 & 0.154 \\ 1 & 0.141 \\ 1 & 0.162 \\ 1 & 0.112 \\ 1 & 0.099 \\ 1 & 0.074 \end{bmatrix} \quad [Y] = \begin{bmatrix} -1.671 \\ -1.181 \\ -1.396 \\ -0.608 \\ -1.396 \\ -1.004 \\ -1.396 \\ -0.854 \\ -1.671 \\ -0.723 \\ -1.181 \\ -1.396 \end{bmatrix}$$

$$[X^T][X] = \begin{bmatrix} 12.000 & 1.430 \\ 1.430 & 0.182 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \left([X^T][X] \right)^{-1} \times [X^T][Y]$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.252 & -9.807 \\ 9.807 & 82.322 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -14.478 \\ -1.708 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.37 \\ 1.40 \end{bmatrix}$$

Sabiendo que: $\Gamma = e^a$

$$\begin{bmatrix} r \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.25 \\ 1.40 \end{bmatrix}$$

ANEXO A-04
CONTRASTE DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1, PARA VÍAS ARTERIALES.

Vía : Av. Mariscal Castilla

TIPO DE VEHICULOS QUE RECORREN POR LAS VIAS ARTERIALES (AV. MARISCAL CASTILLA)

		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Camion pequeño	19	12.4	12.4	12.4
	Microbus	38	24.8	24.8	37.3
	Camioneta rural	14	9.2	9.2	46.4
	Auto	56	36.6	36.6	83.0
	Mototaxi	26	17.0	17.0	100.0
	Total	153	100.0	100.0	

Estadísticos

		TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	DISTANCIA DE RECORRIDO EN KM
N	Válidos	153	153
	Perdidos	0	0
Media		1.0392	.6300
Mediana		1.0000	.6300
Moda		1.10	.63
Desv. típ.		.30815	0.00000
Varianza		.095	0.000
Mínimo		.33	.63
Máximo		2.17	.63

Correlaciones vías arteriales

		TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	DISTANCIA DE RECORRIDO KM	DEMORA TIPO BRP EN MINUTOS
TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	Correlación de Pearson	1	. ^a	,327**
	Sig. (bilateral)			.000
	Suma de cuadrados y productos cruzados	14.433	0.000	1.982
	Covarianza	.095	0.000	.013
	N	153	153	153

DISTANCI A DE RECORRID O Km	Correlación de Pearson	. ^a	. ^a	. ^a
	Sig. (bilateral)			
	Suma de cuadrados y productos cruzados	0.000	0.000	0.000
	Covarianza	0.000	0.000	0.000
	N	153	153	153
DEMORA TIPO BRP EN MINUTOS	Correlación de Pearson	,327**	. ^a	1
	Sig. (bilateral)	.000		
	Suma de cuadrados y productos cruzados	1.982	0.000	2.542
	Covarianza	.013	0.000	.017
	N	153	153	153

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

Estadísticos descriptivos

	Media	Desviación típica	N
VALOR DE ALFA	.9235	.13887	153
VALOR DE BETA	1.3920	1.51324	153

Correlaciones

		VALOR DE ALFA	VALOR DE BETA
VALOR DE ALFA	Correlación de Pearson	1	,733**
	Sig. (bilateral)		.000
	Suma de cuadrados y productos cruzados	2.931	23.406
	Covarianza	.019	.154
	N	153	153

VALOR DE BETA	Correlación de Pearson	,733**	1
	Sig. (bilateral)	.000	
	Suma de cuadrados y productos cruzados	23.406	348.064
	Covarianza	.154	2.290
	N	153	153

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

Correlaciones no paramétricas

			VALOR DE ALFA	VALOR DE BETA
Tau_b de Kendall	VALOR DE ALFA	Coeficiente de correlación	1.000	,433**
		Sig. (bilateral)		.000
	VALOR DE BETA	Coeficiente de correlación	,433**	1.000
		Sig. (bilateral)	.000	
		N	153	153
Rho de Spearman	VALOR DE ALFA	Coeficiente de correlación	1.000	,645**
		Sig. (bilateral)		.000
	VALOR DE BETA	Coeficiente de correlación	,645**	1.000
		Sig. (bilateral)	.000	
		N	153	153

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

ANEXO A-05

CONTRASTE DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1, PARA VÍAS COLECTORAS.

Vía : Av. Independencia

TIPO DE VEHICULOS QUE RECORREN POR LAS VIAS COLECTORAS (AV. INDEPENDENCIA)

		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Camion pequeño	37	24.2	24.2	24.2
	Microbus	32	20.9	20.9	45.1
	Camioneta rural	10	6.5	6.5	51.6
	Auto	59	38.6	38.6	90.2
	Mototaxi	15	9.8	9.8	100.0
	Total	153	100.0	100.0	

Estadísticos

		TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	DISTANCIA DE RECORRIDO EN KM
N	Válidos	153	153
	Perdidos	0	0
Media		.5956	.2500
Mediana		.5200	.2500
Moda		.52	.25
Desv. típ.		.30112	0.00000
Varianza		.091	0.000
Mínimo		.22	.25
Máximo		3.48	.25

Correlaciones

		TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	DISTANCIA DE RECORRIDO KM	DEMORA TIPO BRP EN MINUTOS
TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	Correlación de Pearson	1	. ^a	.143
	Sig. (bilateral)			.078
	Suma de cuadrados y productos cruz.	13.782	0.000	.537
	Covarianza	.091	0.000	.004
	N	153	153	153

DISTANCI A DE RECORRI DO Km	Correlación de Pearson	. ^a	. ^a	. ^a
	Sig. (bilateral)			
	Suma de cuadrados y productos cruzados	0.000	0.000	0.000
	Covarianza	0.000	0.000	0.000
	N	153	153	153
DEMORA TIPO BRP EN MINUTOS	Correlación de Pearson	.143	. ^a	1
	Sig. (bilateral)	.078		
	Suma de cuadrados y productos cruzados	.537	0.000	1.024
	Covarianza	.004	0.000	.007
	N	153	153	153

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

Estadísticos descriptivos

	Media	Desviación típica	N
VALOR DE ALFA	.5617	.22719	153
VALOR DE BETA	-.0433	2.08602	153

Correlaciones

		VALOR DE ALFA	VALOR DE BETA
VALOR DE ALFA	Correlación de Pearson	1	,738**
	Sig. (bilateral)		.000
	Suma de cuadrados y productos cruzados	7.845	53.166
	Covarianza	.052	.350
	N	153	153

VALOR DE BETA	Correlación de Pearson	,738**	1
	Sig. (bilateral)	.000	
	Suma de cuadrados y productos cruzados	53.166	661.425
	Covarianza	.350	4.351
	N	153	153

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

Correlaciones

			VALOR DE ALFA	VALOR DE BETA
Tau_b de Kendall	VALOR DE ALFA	Coeficiente de correlación	1.000	,567**
		Sig. (bilateral)		.000
	N	153	153	
	VALOR DE BETA	Coeficiente de correlación	,567**	1.000
Sig. (bilateral)		.000		
N	153	153		
Rho de Spearman	VALOR DE ALFA	Coeficiente de correlación	1.000	,688**
		Sig. (bilateral)		.000
	N	153	153	
	VALOR DE BETA	Coeficiente de correlación	,688**	1.000
Sig. (bilateral)		.000		
N	153	153		

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

ANEXO A-06

CONTRASTE DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1, PARA VÍAS LOCALES.

Vía : Jr. Asamblea

TIPO DE VEHICULOS QUE RECORREN POR VIAS LOCALES (JR. ASAMBLEA)

		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válidos	Camion pequeño	13	8.1	8.1	8.1
	Microbus	25	15.6	15.6	23.8
	Camioneta rural	15	9.4	9.4	33.1
	Auto	69	43.1	43.1	76.3
	Mototaxi	38	23.8	23.8	100.0
	Total	160	100.0	100.0	

Estadísticos

		TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	DISTANCIA DE RECORRIDO EN KM
N	Válidos	160	160
	Perdidos	0	0
Media		.2286	.0800
Mediana		.2200	.0800
Moda		.18	.08
Desv. típ.		.06380	0.00000
Varianza		.004	0.000
Mínimo		.10	.08
Máximo		.57	.08

Correlaciones

		TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	DISTANCIA DE RECORRIDO EN KM	DEMORA TIPO BRP EN MINUTOS
TIEMPO DE RECORRIDO EN MINUTOS	Correlación de Pearson	1	. ^a	,290 ^{**}
	Sig. (bilateral)			.000
	Suma de cuadrados y productos cruzados	.647	0.000	.036
	Covarianza	.004	0.000	.000
	N	160	160	160

DISTANCIA DE RECORRIDO Km	Correlación de Pearson	. ^a	. ^a	. ^a
	Sig. (bilateral)			
	Suma de cuadrados y productos cruzados	0.000	0.000	0.000
	Covarianza	0.000	0.000	0.000
	N	160	160	160
DEMORA TIPO BRP EN MINUTOS	Correlación de Pearson	,290 ^{**}	. ^a	1
	Sig. (bilateral)	.000		
	Suma de cuadrados y productos cruzados	.036	0.000	.024
	Covarianza	.000	0.000	.000
	N	160	160	160

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

Estadísticos descriptivos

	Media	Desviación típica	N
VALOR DE ALFA	.3036	.11190	160
VALOR DE BETA	1.6468	1.74966	160

Correlaciones

		VALOR DE ALFA	VALOR DE BETA
VALOR DE ALFA	Correlación de Pearson	1	-,765 ^{**}
	Sig. (bilateral)		.000
	Suma de cuadrados y productos cruzados	1.991	-23.800
	Covarianza	.013	-.150
	N	160	160

VALOR DE BETA	Correlación de Pearson	-.765**	1
	Sig. (bilateral)	.000	
	Suma de cuadrados y productos cruzados	-23.800	486.748
	Covarianza	-.150	3.061
	N	160	160

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

Correlaciones

			VALOR DE ALFA	VALOR DE BETA
Tau_b de Kendall	VALOR DE ALFA	Coeficiente de correlación	1.000	-,429**
		Sig. (bilateral)		.000
	N	160	160	
	VALOR DE BETA	Coeficiente de correlación	-,429**	1.000
	Sig. (bilateral)	.000		
	N	160	160	
Rho de Spearman	VALOR DE ALFA	Coeficiente de correlación	1.000	-,544**
		Sig. (bilateral)		.000
	N	160	160	
	VALOR DE BETA	Coeficiente de correlación	-,544**	1.000
	Sig. (bilateral)	.000		
	N	160	160	

** . La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).

ANEXO A-07

CONTRASTE DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2, PARA VÍAS ARTERIALES.

Vía Av. Mariscal Castilla

Estadísticos de muestras relacionadas

		Media	N	Desviación típ.	Error típ. de la media
Par 1	VOLUMEN DE VEHICULOS CADA 15 MINUTOS	196.7708	48	33.37488	4.81725
	CAPACIDAD DE VEHICULOS HORA	1,196.5513	48	22.04134	3.18139

Estadísticos descriptivos

	Media	Desviación típica	N
VOLUMEN DE VEHICULOS CADA 15 MINUTOS	196.7708	33.37488	48
CAPACIDAD DE VEHICULOS HORA	1,196.5513	22.04134	48
VELOCIDAD PROMEDIO KM/HORA	37.9825	5.58371	48

Correlaciones

Variables de control			VOLUMEN	CAPACIDAD
VELOCIDAD PROMEDIO KM/HORA	VOLUMEN DE VEHICULOS CADA 15 MINUTOS	Correlación Significación (bilateral) gl	1.000 0	.290 .048 45
	CAPACIDAD DE VEHICULOS HORA	Correlación Significación (bilateral) gl	.290 .048 45	1.000 0

ANEXO A-08
CONTRASTE DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2, PARA VÍAS COLECTORAS.

Vía Av. Independencia

Estadísticos de muestras relacionadas

		Media	N	Desviación típ.	Error típ. de la media
Par 1	VOLUMEN DE VEHICULOS C/15 MINUTOS	118.3750	48	31.85314	4.59760
	CAPACIDAD VEH/HORA	791.4190	48	19.41163	2.80183

Estadísticos descriptivos

	Media	Desviación típica	N
VOLUMEN DE VEHICULOS C/15 MINUTOS	118.3750	31.85314	48
CAPACIDAD VEH/HORA	791.4190	19.41163	48
VELOCIDAD PROMEDIO KM/HORA	26.5125	1.96554	48

Correlaciones

Variable de control			VOLUMEN DE VEHICULOS	CAPACIDAD VEH/HORA
VELOCIDAD PROMEDIO KM/HORA	VOLUMEN DE VEHICULOS C/15 MINUTOS	Correlación	1.000	.139
		Significación (bilateral) gl	0	.350 45
	CAPACIDAD VEH/HORA	Correlación	.139	1.000
		Significación (bilateral) gl	.350 45	0

ANEXO A-09
CONTRASTE DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2, PARA VÍAS LOCALES.

Vía Jr. Asamblea

Estadísticos de muestras relacionadas

		Media	N	Desviación típ.	Error típ. de la media
Par 1	VOLUMEN DE VEHICULOS CADA 15 MINUTOS	21.7492	48	1.17063	3.0614
	CAPACIDAD VEH/HORA	637.3494	48	9.95417	1.43676

Estadísticos descriptivos

	Media	Desviación típica	N
VOLUMEN DE VEHICULOS CADA 15 MINUTOS	164.3333	28.50333	48
CAPACIDAD VEH/HORA	637.3494	9.95417	48
VELOCIDAD PROMEDIO KM/HORA	21.7492	1.17063	48

Correlaciones

Variables de control		VOLUMEN	CAPACIDAD
		EN	AD
VELOCIDAD PROMEDIO KM/HORA	VOLUMEN DE VEHICULOS CADA 15 MINUTOS	1.000	-.244
	CAPACIDAD VEH/HORA	-.244	1.000
		Significación (bilateral)	Significación (bilateral)
		gl	gl
		0	45
		.098	.098
		45	0