



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación y Diseño a Nivel de Prefactibilidad de la
Intersección entre la Vía Rápida Cuenca -Azogues y la Vía
Monay – Baguanchi**

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

**DAVID RICARDO CUENCA RAMÓN
MARÍA BELÉN ZAMORA SARMIENTO**

Director:

PABLO ANDRES CARVALLO CORRAL

CUENCA, ECUADOR

2019

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado para todas las personas que me apoyaron incondicionalmente durante todo mi proceso universitario, que confiaron en mis capacidades y habilidades para llegar hasta este momento tan anhelado.

Con especial énfasis se lo dedico a mi familia, por brindarme su amor y ayuda en cada situación para salir adelante; a mis profesores que supieron brindarme los conocimientos para alcanzar esta meta soñada; y en especial, a mis amigos, que gracias a su ayuda, valor y esfuerzo, hemos conseguido salir adelante ante las circunstancias y hoy nos encontramos festejando un paso más cumplido en nuestras vidas.

David Ricardo Cuenca Ramón

Este trabajo va dedicado primeramente a Dios por poner en mí la sabiduría necesaria para alcanzar esta meta tan anhelada, a mis padres León y Marlene quienes han sido mi pilar y apoyo fundamental para poder cumplir cada uno de mis sueños; a mi hermano León por su cariño y apoyo incondicional durante todo este proceso y por ser siempre un ejemplo de superación, lucha y un modelo a seguir.

María Belén Zamora Sarmiento

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a todas las personas que han estado con nosotros a lo largo de este camino universitario, y que han hecho posible la realización del presente trabajo de grado.

A la distinguida Universidad del Azuay, por habernos brindado los conocimientos, infraestructura y educadores capacitados, que nos han ayudado a crecer y ser profesionales de excelencia y personas con principios y valores.

Un especial agradecimiento a nuestro director de tesis, el Ingeniero Pablo Carvallo Corral, ya que sin su apoyo técnico, personal y profesional no habría sido posible elaborar este proyecto; le agradecemos por toda la ayuda brindada, sus conocimientos impartidos, y por su sincera amistad.

TABLA DE CONTENIDO

<i>DEDICATORIA</i>	<i>ii</i>
<i>AGRADECIMIENTO</i>	<i>iii</i>
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	<i>vi</i>
<i>ÍNDICE DE GRÁFICOS</i>	<i>viii</i>
<i>ÍNDICE DE ANEXOS</i>	<i>x</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>xi</i>
<i>INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
<i>ANTECEDENTES</i>	<i>3</i>
<i>JUSTIFICACIÓN</i>	<i>4</i>
<i>ALCANCE</i>	<i>5</i>
<i>OBJETIVOS</i>	<i>6</i>
General.....	<i>6</i>
Específicos	<i>6</i>
<i>CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO</i>	<i>7</i>
1.1. VOLUMEN Y CAPACIDAD	<i>7</i>
1.2. CLASIFICACIÓN DE LAS INTERSECCIONES VIALES	<i>7</i>
1.3. CÁLCULO DEL TPDA	<i>11</i>
1.3.1. PROYECCIONES DEL TRÁFICO POR EL MÉTODO LOGIT Y POBLACIONAL	<i>14</i>
1.4. NIVEL DE SERVICIO	<i>16</i>
1.4.1. REDONDELES	<i>17</i>
1.5. INTERSECCIONES A DESNIVEL	<i>28</i>
1.5.1. INTERCAMBIADORES	<i>29</i>
<i>CAPÍTULO 2. ANÁLISIS DE TRÁNSITO</i>	<i>31</i>
2.1. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN VEHICULAR, METODOLOGÍA Y RESULTADOS	<i>31</i>

2.2. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN RECOLECTADA	35
2.2.1 CÁLCULO DEL TPDA Y PROYECCIONES	35
2.1 NIVEL DE SERVICIO (HCM 2010)	40
2.2 MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA INTERSECCIÓN	45
2.2.1 MODELACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL	46
2.2.2 CALIBRACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	47
2.2.3 EVALUACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	49
2.2.4 GENERACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS	50
2.2.5 EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS.....	51
<i>CAPÍTULO 3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE TRÁFICO</i>	<i>55</i>
<i>CONCLUSIONES</i>	<i>64</i>
<i>RECOMENDACIONES</i>	<i>65</i>
<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	<i>66</i>
<i>ANEXOS</i>	<i>67</i>

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Factor por Vehículo Tipo	19
Tabla 1.2: Asignación de carriles para determinar flujos de entrada.....	22
Tabla 1.3: Caudales de flujo de entrada en base a la asignación de vehículos por carril	22
Tabla 1.4: Ecuación de capacidad según carriles en conflicto de entrada	23
Tabla 1.5: Ecuación de capacidad según carriles en conflicto de salida	23
Tabla 1.6: Nivel de servicio en función de los tiempos de demora en redondeles	27
Tabla 1.7: Nivel de servicio en función de los tiempos de demora en intercambiadores	30
Tabla 2.1: Entradas y Salidas de la intersección.....	31
Tabla 2.2: Formato tabulación de datos	32
Tabla 2.3: Formato resumen conteo volumétrico	32
Tabla 2.4: Análisis por hora cada 15 minutos de la intersección	33
Tabla 2.5: Factor Horario de Máxima Demanda	33
Tabla 2.6: Matrices Origen - Destino vehículos livianos, buses y camiones	33
Tabla 2.7: Matrices Origen - Destino incrementadas atracción inicial.....	34
Tabla 2.8: Consumo de combustible	36
Tabla 2.9: Factores TPDA	36
Tabla 2.10: TPDA 2018.....	37
Tabla 2.11: Población anual proyectada	37
Tabla 2.12: Vehículos matriculados	38
Tabla 2.13: Modelo Logit	38
Tabla 2.14: Tasa de crecimiento vehicular	39
Tabla 2.15: Matrices Origen - Destino año 2045.....	39
Tabla 2.16 Datos de los flujos	40
Tabla 2.17: Tasa de flujo para vehículos pesados	42
Tabla 2.18: Flujos entrantes y salientes	42
Tabla 2.19: Flujos de entrada por carril	42
Tabla 2.20: Capacidad por carril en vehículos equivalentes	43
Tabla 2.21: Flujo y Capacidad del carril en vehículos por hora	43
Tabla 2.22: Tasa de Volumen - Capacidad por carril	44
Tabla 2.23: Demora por carril.....	44

Tabla 2.24: Demora de la intersección	45
Tabla 2.25: Cola de vehículos por carril.....	45
Tabla 2.26: Resultados principales del análisis	49
Tabla 2.27: Parámetros de análisis de la primera alternativa en el año 2020	52
Tabla 2.28: Parámetros de análisis de la segunda alternativa en el año 2020	52
Tabla 2.29: Parámetros de análisis de la primera alternativa en el año 2045	53
Tabla 2.30: Parámetros de análisis de la segunda alternativa en el año 2045	54
Tabla 3.1: Valores de peralte	57
Tabla 3.2: Sobre ancho de la calzada en curvas circulares (m)	58
Tabla 3.3: Pendientes máximas	59
Tabla 3.4: Valores de diseño recomendados para carreteras	61

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.1: Intersección sin canalizar tipo “T” o “Y”	8
Gráfico 1.2: Intersección sin canalizar tipo "Cruz" o "Equis"	8
Gráfico 1.3: Intersección canalizada tipo "T" o "Y"	9
Gráfico 1.4: Intersección canalizada tipo "T" o "Y" con separador y carril de giro a la izquierda	9
Gráfico 1.5: Intersección canalizada tipo "Cruz" o "Equis"	9
Gráfico 1.6: Intersección canalizada tipo "Cruz" o "Equis" con separador y carril de giro a la izquierda	10
Gráfico 1.7: Intersección a nivel tipo “Glorieta”	10
Gráfico 1.8: Intersección a desnivel tipo “Trompeta”	11
Gráfico 1.9: Intersección a desnivel tipo "Trébol"	11
Gráfico 1.10: Caudal de entrada	20
Gráfico 1.11: Flujo de salida.....	21
Gráfico 1.12: Factor peatonal en función de la circulación vehicular	24
Gráfico 1.13: Tipo de intersección en función del volumen automovilístico.....	29
Gráfico 1.14: Intercambiador vía de Fátima.....	30
Gráfico 2.1: Entradas y Salidas de la intersección.....	31
Gráfico 2.2: Disposición cartesiana de la intersección	41
Gráfico 2.3: Diagrama de flujos	41
Gráfico 2.4: Modelo de la intersección.....	46
Gráfico 2.5: Valores de los detectores del modelo	47
Gráfico 2.6: Regresión lineal	48
Gráfico 2.7: GEH de la situación actual	48
Gráfico 2.8: Nivel de servicio de la situación actual	49
Gráfico 2.9: Primera alternativa.....	50
Gráfico 2.10: Segunda alternativa	51
Gráfico 2.11: Nivel de servicio de la primera alternativa en el año 2020	51
Gráfico 2.12: Nivel de servicio de la segunda alternativa en el año 2020.....	52
Gráfico 2.13: Nivel de servicio de la primera alternativa en el año 2045	53
Gráfico 2.14: Nivel de servicio de la segunda alternativa en el año 2045.....	54
Gráfico 3.1: Distancia de parada.....	55
Gráfico 3.2: Vehículo de diseño	59

Gráfico 3.3: Vehículo de diseño en el modelo geométrico.....	60
Gráfico 3.4: Diseño geométrico en planta	61
Gráfico 3.5: Diseño geométrico en elevación.....	62
Gráfico 3.6: Vista en 3D de la simulación de la alternativa seleccionada (vista del paso elevado)	62
Gráfico 3.7: Vista en 3D de la simulación de la alternativa seleccionada (vista del paso deprimido)	63

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Conteos volumétricos en función de giros y tipo de vehículo	67
Anexo 2: Determinación de hora pico	183
Anexo 3: Conteos automáticos	186
Anexo 4: Tasas de crecimiento poblacional y vehicular	191
Anexo 5: Modelo Logit	199
Anexo 6: Matrices Origen – Destino	203
Anexo 7: Planos	207

**EVALUACIÓN Y DISEÑO A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA
INTERSECCIÓN ENTRE LA VÍA RÁPIDA CUENCA -AZOGUES Y LA VÍA
MONAY - BAGUANCHI**

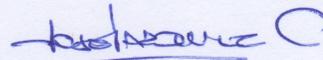
RESUMEN

El enfoque del proyecto es evaluar el nivel de servicio actual de la intersección entre la vía rápida Cuenca - Azogues y la vía Monay – Baguanchi, determinar los problemas existentes y plantear alternativas de solución para mejorar la intersección; se parte de los conteos vehiculares que permitieron determinar los volúmenes de tráfico en cada acceso. Para procesar la información se utilizó la metodología planteada por el HCM 2010 que determina la capacidad, demoras y nivel de servicio actual de la intersección. En cuanto a la proyección de los datos se calculó el TPDA y se aplicó la metodología Logit. Para la simulación, tanto de la situación actual como de las alternativas se utilizó el Software Aimsun 8.3, en base a los resultados obtenidos se seleccionó la mejor alternativa y finalmente se realizó el diseño geométrico haciendo uso del software Civil 3D, aplicando la norma vial vigente en el país.

Palabras Clave: TPDA, HCM 2010, Nivel de Servicio, Intersección, Intercambiador.



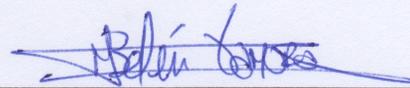
Ing. Pablo Andrés Corral Corral, M.Sc
Director de Tesis



Ing. José Vázquez Calero, M.Sc
Director de Escuela



David Ricardo Cuenca Ramón
Coautor



María Belén Zamora Sarmiento
Coautor

**EVALUATION AND DESIGN AT THE PRE-FEASIBILITY LEVEL OF THE
INTERSECTION BETWEEN THE CUENCA-AZOGUES HIGHWAY AND THE
MONAY-BAGUANCHI ROAD**

ABSTRACT

The focus of the project is to evaluate the service level of the intersection between the Cuenca-Azogues highway and the Monay-Baguanchi road to determine the existing problems and to propose alternative solutions that improve the intersection. The study started with vehicle counts that allowed to determine the volumes of traffic in each access. The methodology proposed by the 2010 HCM was used to process the information by determining the capacity, delays and current service level of the intersection. The TPDA was calculated and the Logit methodology was applied to project the data. The Aimsun 8.3 Software was used for the simulation of the current situation and the alternatives. Based on the obtained results, the best alternative was selected and the geometric design was carried out using Civil 3D software, applying the current road norm in the country.

Keywords: TPDA, HCM 2010, service level, intersection, exchanger.



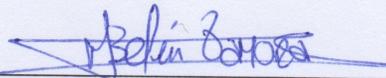
Ing. Pablo Andrés Corral Corral, M.Sc
Thesis Director



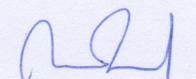
Ing. José Vázquez Calero, M.Sc
Faculty Director



David Ricardo Cuenca Ramón
Author



María Belén Zamora Sarmiento
Author



Translated by
Ing. Paúl Arpi

David Ricardo Cuenca Ramón
María Belén Zamora Sarmiento
Trabajo de Graduación
Ing. Pablo Andrés Carvallo Corral, M. Sc.
Junio 2019

EVALUACIÓN Y DISEÑO A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD DE LA INTERSECCIÓN ENTRE LA VÍA RÁPIDA CUENCA -AZOGUES Y LA VÍA MONAY - BAGUANCHI

INTRODUCCIÓN

Con el pasar de los años la ciudad de Cuenca ha experimentado un incremento en el parque automotor desembocando en un congestionamiento en su viario, debido a la facilidad de adquisición vehicular existente en la ciudad, a ello se le suma la falta de chatarrización, la ineficiencia del transporte público brindado por la ciudad y las adecuaciones constructivas en la misma.

A pesar de los esfuerzos realizados por las autoridades para disminuir los problemas de congestionamiento en la ciudad, Cuenca se ha posicionado como una de las ciudades con mayor número vehicular con respecto a su población (Monsalve Daniel, 2015) y, por consiguiente, este incremento ha superado a las medidas adicionadas en los diferentes puntos conflictivos de la ciudad, provocando molestias en los ciudadanos, pero sin llegar a una solución definitiva del problema.

Con el fin de mitigar los problemas existentes en el viario, en la Atenas del Ecuador se realizó la construcción del Tranvía Cuatro Ríos, mismo que tiene la finalidad de ser un medio de transporte masivo. Según un estudio previo realizado (GAD Municipal de Cuenca, 2015) se determinó que la mayor cantidad de traslados en la ciudad se dan en la zona norte y al centro histórico, es por esto que la ruta está diseñada de tal manera que pueda abarcar la mayor cantidad de viajes realizados por la población a los diferentes puntos de interés.

Debido a las demoras que presentan las vías arteriales y colectoras de la ciudad, sus habitantes han optado por tomar caminos alternos, buscando rutas que posean una

mayor capacidad y velocidad de circulación, siendo una de las opciones la vía rápida Cuenca – Azogues; sin embargo, la misma sufre conflictos a ciertas horas del día, disminuyendo el nivel de servicio en la vía expresa.

Es por ello que se evaluará el nivel de servicio de la intersección entre la vía rápida Cuenca – Azogues y la vía Monay – Baguanchi. Con los datos proporcionados por la empresa T-CUBO, se empleará la metodología dada por el HCM 2010 (Highway Capacity Manual) para determinar el nivel de servicio en el redondel, para luego proceder a realizar las modelaciones necesarias a través del software de modelación microscópica AIMSUN 8.3.0 con el fin de determinar diferentes opciones para mejorar la circulación vehicular en la intersección, finalmente se ejecutará el diseño geométrico a nivel de prefactibilidad de la intersección basada en la mejora de tráfico.

ANTECEDENTES

Cuenca, la tercera ciudad del Ecuador, al momento presenta serios problemas de movilidad debido al aumento del parque automotor, mismo que crece a una tasa del 9,8% anual según datos INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2015), hay que tomar en cuenta que a esta problemática se suma las obras ejecutadas para la construcción del Tranvía Cuatro Ríos.

De acuerdo con las medidas de congestión de tráfico se tienen algunos parámetros de solución que pueden ir desde ligeras a drásticas, un ejemplo de estas últimas se puede observar en la ciudad de Quito en donde ha sido implementado el sistema de pico y placa; sin embargo, esta medida no ha dado ninguna solución debido a que la ciudadanía adquiere vehículos con diferentes placas para eludir el sistema implementado.

Es por ello que la ciudad ha generado el Primer Plan de Movilidad y Espacios Públicos dentro del cual se encuentra la readecuación del sistema vial con la implementación de pasos a desnivel, semaforización, entre otras infraestructuras, generación de ciclovías y corredores peatonales. También dentro de este proyecto se halla la mejora en la educación vial y el hecho de promover los medios de transporte masivo como el sistema de transporte público, todo ello sustentado en sus respectivos estudios (GAD Municipal de Cuenca, 2015).

JUSTIFICACIÓN

La vía rápida Cuenca – Azogues es una de las más importantes dentro del sistema de movilidad de la ciudad, abarcando la mayor cantidad de viajes que se dan al Sur de la misma, teniendo una longitud de aproximadamente 50 kilómetros con 7 redondeles distribuidos a lo largo de la vía, dentro de los cuales se encuentra la intersección entre la vía rápida Cuenca – Azogues y la vía Monay Baguanchi, conocido coloquialmente como el redondel del IESS (Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social), ya que el mismo se encuentra adyacente a este redondel.

El área de influencia de la intersección analizada está compuesta por el Hospital José Carrasco Arteaga, la Urbanización Vista al Río, la entrada y salida de los residentes de Rayoloma, Paccha, Baguanchi, El Aguacate. Otros puntos de interés indirectos pueden ser Challuabamba, Ucubamba, Nulti, Cerámica Andina, Azogues y el Parque Industrial puesto que una gran cantidad de personas se movilizan a estos lugares utilizando esta vía.

Debido a la antigüedad de la carretera y la demanda actual que presenta la misma se ha visto necesario realizar un estudio de tráfico para mejorar su movilidad, dado que ésta presenta niveles de congestionamiento altos en la hora de demanda máxima, contribuyendo de esta manera al Plan de Movilidad y Espacios Públicos.

ALCANCE

En primera instancia se evaluará el nivel de servicio actual con el que cuenta la intersección entre la vía rápida Cuenca - Azogues y la vía Monay – Baguanchi, determinando algunos parámetros de tráfico como los flujos vehiculares, velocidades y tiempos de demora, para posteriormente expandir la muestra veinte y cinco años de acuerdo a lo estipulado por la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2012). A continuación, se realizará la simulación tanto de la situación actual como de las alternativas de solución por medio del software de simulación microscópica AIMSUN.

Finalmente, luego de haber determinado la mejor alternativa en cuanto a tráfico de la intersección se refiere, se procederá a la realización del diseño geométrico a nivel de prefactibilidad de la misma.

OBJETIVOS

General

Analizar y determinar el nivel de servicio de la intersección de la vía rápida Cuenca - Azogues y la vía Monay - Baguanchi y generar soluciones adecuadas a dicha problemática.

Específicos

Evaluar el nivel de servicio actual de la intersección entre la vía rápida Cuenca - Azogues y la vía Monay – Baguanchi.

Determinar las principales problemáticas de la intersección.

Proponer dos alternativas y seleccionar la más adecuada para mejorar la movilidad de la zona.

Realizar el diseño geométrico a nivel de prefactibilidad de la mejor alternativa de tráfico.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

1.1. VOLUMEN Y CAPACIDAD

El volumen puede ser representado como la cantidad de vehículos que circulan por una sección de vía en un período de tiempo igual o mayor a 1 hora (Tapia Arandía & Veizaga Balta, 2006). Debido a su gama se pueden tener diferentes tipos de volumen de tránsito como: volumen anual, mensual, semanal, tráfico promedio diario anual, volumen horario de máxima demanda, de los cuales los más importantes son:

- Tráfico promedio diario anual: es la cantidad promedio de vehículos que transitan por una sección de vía en un día del año.
- Volumen horario de máxima demanda: es la hora con mayor tráfico vehicular que pasa por una sección de vía.

Hay que considerar que normalmente se toma el volumen horario de máxima demanda para realizar el proyecto, sin embargo hay que tener mucho cuidado debido a que su costo puede ser muy elevado (Tapia Arandía & Veizaga Balta, 2006).

Por otro lado hay que definir lo que implica capacidad, que según Flor Cerquera (2007, pg. 1): es el “flujo máximo horario al que se puede razonablemente esperar que los vehículos atraviesen una sección de calzada durante un período de tiempo, bajo condiciones prevalecientes de la vía, del control y de tránsito”.

La capacidad generalmente se realiza en un período de 15 minutos, bajo condiciones controladas de la vía como las características físicas y geométricas, condiciones favorables de tráfico, señalización, velocidad, composición vehicular entre otros datos que favorezcan la capacidad en la sección vial.

1.2. CLASIFICACIÓN DE LAS INTERSECCIONES VIALES

Existen muchos tipos de intersecciones que se usan dependiendo del servicio que se pretende ofrecer, de la cantidad de accesos, del espacio disponible, y de los recursos

monetarios que se dispongan para la ejecución de la obra. Existe dos grandes grupos de intersecciones: a nivel y desnivel.

A continuación se enumera diferentes tipos de intersecciones tomadas del libro Manual del Diseño Geométrico de Carreteras publicado en Colombia en el año 2008 (Instituto Nacional de Vías INVIAS, 2008).

- Intersecciones a Nivel: es la unión de varios accesos a la misma altura; debido a la naturaleza de este tipo de intersecciones se puede tener algunas subclasificaciones:

- Sin Canalizar:

- Tipo “T” o “Y”:

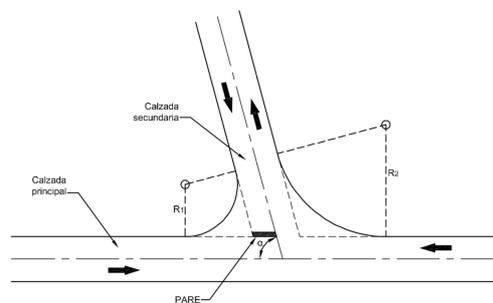


Gráfico 1.1: Intersección sin canalizar tipo “T” o “Y”

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Tipo “Cruz” o “Equis”:

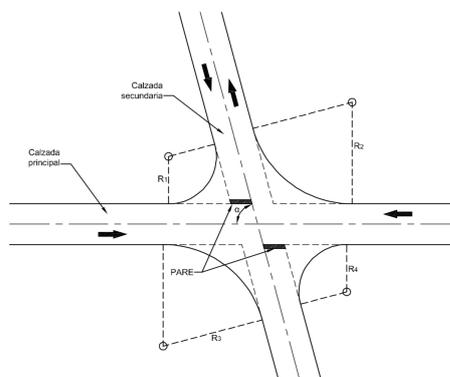


Gráfico 1.2: Intersección sin canalizar tipo "Cruz" o "Equis"

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Canalizadas:
 - Tipo "T" o "Y":

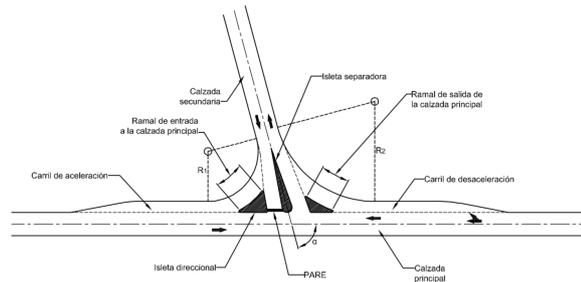


Gráfico 1.3: Intersección canalizada tipo "T" o "Y"

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Tipo "T" o "Y" con separador y carril de giro a la izquierda:

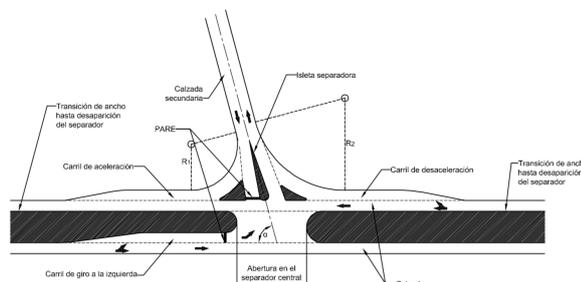


Gráfico 1.4: Intersección canalizada tipo "T" o "Y" con separador y carril de giro a la izquierda

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Tipo "Cruz" o "Equis":

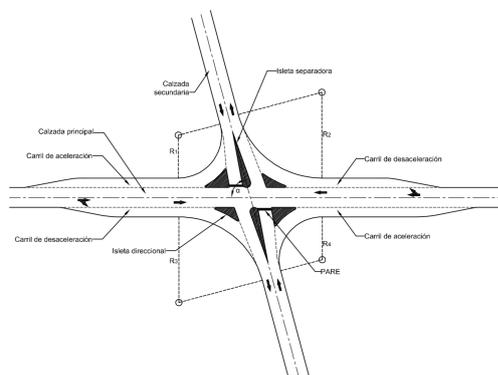


Gráfico 1.5: Intersección canalizada tipo "Cruz" o "Equis"

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Tipo “Cruz” o “Equis” con separador y carril de giro a la izquierda:

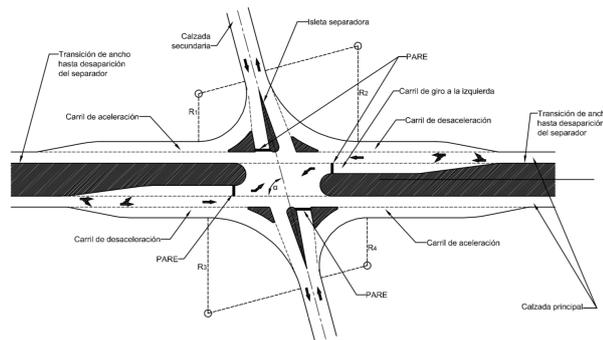


Gráfico 1.6: Intersección canalizada tipo "Cruz" o "Equis" con separador y carril de giro a la izquierda

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Glorietas: son un tipo de intersección en donde varios accesos se unen en un mismo punto en común, en donde existe una isla central. Muy útil para hacer una redistribución de tránsito y aumentar el paisajismo y seguridad vial.

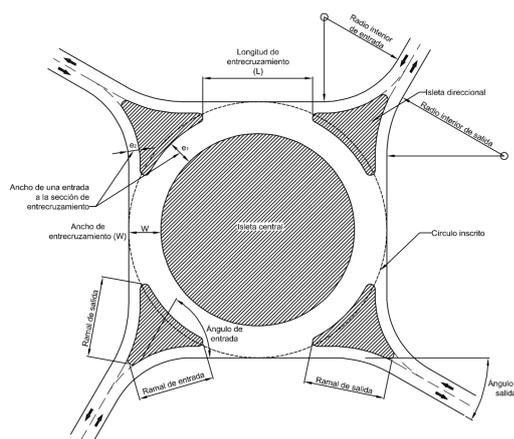


Gráfico 1.7: Intersección a nivel tipo “Glorieta”

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

- Intersecciones a desnivel: es la unión de varios accesos pero a diferente altura con el fin de evitar conflictos entre los flujos vehiculares, en especial entre los flujos más cargados. Al igual que en los casos anteriores se tiene diferentes tipos:

○ Tipo “Trompeta”:

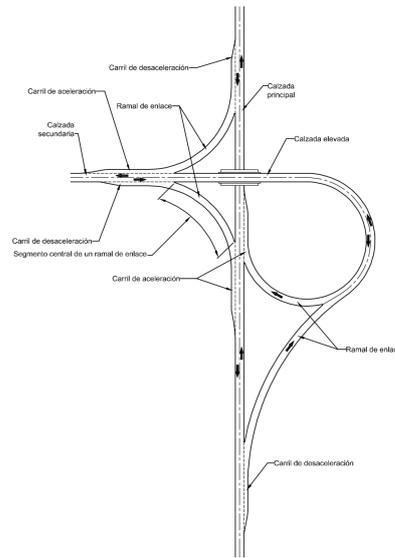


Gráfico 1.8: Intersección a desnivel tipo “Trompeta”

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

○ Tipo “Trébol”:

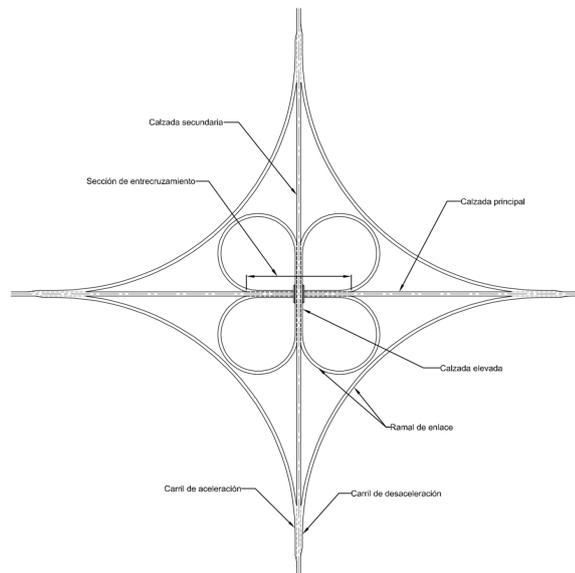


Gráfico 1.9: Intersección a desnivel tipo "Trébol"

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de Carreteras

1.3. CÁLCULO DEL TPDA

El TPDA es el tráfico promedio diario anual que “equivale al valor promedio de los flujos vehiculares diarios correspondientes a un año calendario” (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2012, pg. 83), por lo que para su cálculo se

requiere del conteo automático de siete días consecutivos, veinte y cuatro horas al día y el conteo manual de al menos doce horas para vías urbanas y dieciséis horas para vías rápidas. Para su correcta medición es necesario tomar en cuenta algunos parámetros:

- Temporadas: hace referencia a una época del año diferenciada entre temporada baja y alta, tomando en cuenta que normalmente la temporada alta es durante la época de vacaciones o festividades, sin embargo, se tiene que considerar la ciudad en la cual se está realizando el análisis.
- Sentidos y días de la semana: en este punto se toma en cuenta la cantidad de accesos y salidas que existen en el lugar de análisis. Dependiendo del día en el cual se realice el estudio se tendrá un determinado flujo vehicular, por lo que se debe considerar el día más cargado.
- Tipo de vehículos: se tiene que separar dependiendo de la capacidad vehicular y el uso al que esté destinado.
- Variabilidad de los flujos: se debe tomar en cuenta que cada uno de los flujos es independiente, es decir uno no tiene correlación con el otro ni siguen ningún patrón.
- Valores muestrales: se debe considerar que tanto el conteo muestral como el continuo deben pertenecer a la misma zona, sin embargo, de no contar con el conteo continuo de la zona se debe tomar los valores de una zona similar tanto en características geométricas como de tráfico.
- Errores: hace referencia al error que se puede generar al momento de tomar la muestra.

Para el cálculo del TPDA se usa la siguiente metodología (Román, 2016):

$$TPDA_{año} = TO * Fe \quad (1)$$

$$Fe = F_h * F_d * F_s * F_m \quad (2)$$

Donde:

TPDA: Tráfico promedio diario anual.

TO: Tráfico observado.

Fe: Factor de expansión.

F_h: Factor horario.

F_d: Factor diario.

F_s: Factor semanal.

F_m: Factor mensual.

- Factor horario: este valor se obtiene tomando el total vehicular del día del conteo automático dividido para la suma de vehículos correspondiente a las horas en las que se realizó el conteo manual, dichos valores tienen que ser del mismo día.

$$F_h = \frac{\text{Total de vehículos del día analizado (conteo automático)}}{\text{Total de vehículos del conteo manual}} \quad (2.1)$$

- Factor diario: este valor se obtiene tomando el promedio diario semanal dividido para el total de vehículos del día de análisis, ambos valores pertenecen al conteo automático.

$$F_d = \frac{\text{Promedio de vehículos semanal (conteo automático)}}{\text{Total de vehículos del día analizado (conteo automático)}} \quad (2.2)$$

- Factor semanal: este valor se obtiene tomando el promedio semanal mensual dividido para el total de la semana de análisis, al igual que en los casos anteriores este dato viene dado del conteo automático. Si no se dispone del conteo automático mensual este factor es igual a uno.

$$F_s = \frac{\text{Promedio de vehículos semanal mensual (conteo automático)}}{\text{Total de vehículos de la semana de análisis (conteo automático)}} \quad (2.3)$$

- Factor mensual: este valor se obtiene tomando el promedio de consumo mensual de combustible dividido para el consumo del mes que contiene el día analizado.

$$Fm = \frac{\text{Promedio mensual de consumo de combustible}}{\text{Total del consumo de combustible del mes de análisis}} \quad (2.4)$$

1.3.1. PROYECCIONES DEL TRÁFICO POR EL MÉTODO LOGIT Y POBLACIONAL

El modelo Logit es semejante a una regresión común, con la diferencia de que en este tipo de metodologías se usa una estimación logarítmica en vez de una función lineal. El método logístico tiene diferentes alternativas dependiendo de las variables a analizar, para el caso de este proyecto se empleará el Logit dicotómico basado en las variables de población y número de vehículos (Llano Díaz & Mosquera Caicedo, 2006).

El modelo Logit determina que el valor máximo alcanzable es uno, sin embargo para el análisis vehicular el valor máximo alcanzable por esta metodología es la tasa de saturación (T_s), cuya fórmula se presenta a continuación (Alejando, 2017).

$$Tm = \frac{T_s}{1 + e^{a+bt}} \quad (3)$$

Donde:

T_m : Tasa de motorización del año, que viene dado en número de vehículos por cada mil habitantes.

T_s : Tasa de saturación, la cual viene dado en número de vehículos por cada mil habitantes, este es el valor máximo en donde la curva tiende a ser constante.

a y b : Constantes de la curva.

t : Tiempo en años.

Los valores de a y b se obtienen a partir de la ecuación de la recta siendo a la ordenada y b la pendiente, obteniéndose de la siguiente ecuación:

$$Tm = \frac{T_s}{1 + e^{a+bt}} \quad (4)$$

$$1 + e^{a+bt} = \frac{T_s}{Tm}$$

$$e^{a+bt} = \frac{T_s}{T_m} - 1$$

$$\ln(e^{a+bt}) = \ln\left(\frac{T_s}{T_m} - 1\right)$$

$$a + bt = \ln\left(\frac{T_s}{T_m} - 1\right) \quad (5)$$

En cuanto a la tasa de motorización y saturación se parte de los datos proporcionados por la EMOV EP para los datos vehiculares e INEN para los datos poblacionales desde el año 1969 hasta el 2015 y utilizando la presente expresión:

$$T_m = \frac{\text{Parque automotor en el año } i}{\text{Población del año } i/1000} \quad (6)$$

Posteriormente se impone el valor de T_s en el año horizonte hasta que el porcentaje de variabilidad R^2 sea cercano a 1, finalmente con los valores de T_m y T_s se genera la curva.

Con los valores obtenidos se procede al cálculo de las tasas de crecimiento de vehículos livianos, buses y camiones empleando las siguientes expresiones:

- Tasa de crecimiento vehicular

$$i = \sqrt[n]{\frac{T_f}{T_A}} - 1 \quad (7)$$

Donde:

i: Tasa de crecimiento vehicular.

n: Tiempo de expansión.

Tf: Tráfico futuro.

TA: Tráfico actual.

- Tasa de crecimiento de buses y camiones

$$i = \sqrt[n]{\frac{P_f}{P_A}} \quad (8)$$

Donde:

i: Tasa de crecimiento vehicular.

n: Tiempo de expansión.

Tf: Población futura.

TA: Población actual.

Para calcular los valores futuros se requiere conocer los valores actuales y el tiempo al cual se va a expandir. La ecuación a utilizar es:

$$Futuro = Actual (1 + i)^n \quad (9)$$

1.4. NIVEL DE SERVICIO

Al hablar de nivel de servicio se refiere a una medida cualitativa, misma que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular y la apreciación que tienen los usuarios (Guisselle, 2005).

La determinación del nivel de servicio dependerá del tipo de vía que va a ser evaluada y de diversos factores como: velocidad y tiempo de recorrido, libertad al momento de realizar maniobras, comodidad, conveniencia, seguridad, ancho de carril, distancia lateral libre, pendientes, entre otros.

Bajo todos los parámetros mencionados anteriormente el HCM 2010 establece seis niveles de servicio mismos que son: A, B, C, D, E y F.

- Nivel de servicio A

Hace referencia a un tráfico de flujo libre donde los usuarios pueden decidir a la velocidad de circulación que desean ir y tienen libertad de maniobra dentro del tráfico, el nivel de comodidad es considerado excelente.

- Nivel de servicio B

El tráfico continúa en flujo libre, aunque existe una mayor cantidad de vehículos que se integran a la circulación, el parámetro de velocidad de circulación sigue siendo

elegido por el usuario mientras que la maniobrabilidad disminuye un poco con respecto al nivel de servicio anterior.

- Nivel de servicio C

El tráfico tiene un flujo estable, la velocidad de circulación se ve afectada por otros usuarios, disminuye el margen de maniobra, el nivel de servicio se ve afectado por el comportamiento de los usuarios.

- Nivel de servicio D

En este nivel la circulación se vuelve densa, pero permanece estable, la velocidad y la maniobrabilidad se ven seriamente afectadas, el usuario percibe un nivel de comodidad bajo e inicia la formación de colas.

- Nivel de servicio E

El funcionamiento de la vía está en el límite de su capacidad o cerca del mismo con un flujo inestable, la velocidad de circulación es baja y el margen de maniobra es difícil, los usuarios aprecian un nivel de comodidad bajo.

- Nivel de servicio F

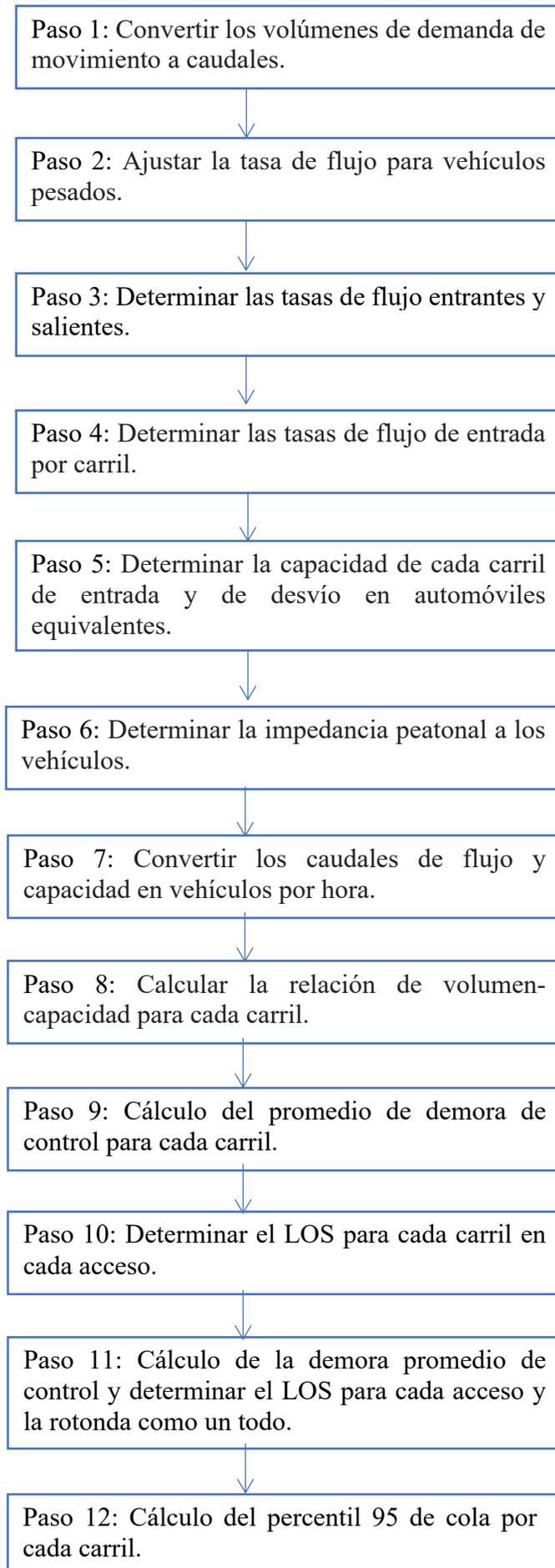
Se refiere a un flujo saturado en el cual la velocidad de circulación es baja y se generan colas que obligan al usuario a detenerse, por lo general este nivel de servicio se alcanza cuando se acerca la hora de máxima demanda de la vía (hora pico).

1.4.1. REDONDELES

Para realizar el análisis del nivel de servicio en redondeles se necesita de diversos datos como:

- Número y configuración de carriles.
- Volumen de demanda de cada movimiento vehicular que ingresa.
- Porcentaje de vehículos pesados.
- Distribución de volúmenes.
- Duración del período de análisis.

Metodología de cálculo para determinar el nivel de servicio en redondeles:



- **Paso 1: Convertir los volúmenes de demanda de movimiento a caudales**

Para poder analizar las condiciones existentes es necesario transformar los volúmenes del período máximo de 15 minutos en caudal máximo, esto se logra al multiplicar el volumen máximo obtenido por 4, mientras que para las proyecciones o cuando no se tienen datos cada 15 minutos los volúmenes de demanda por hora de cada movimiento se convierten en flujos de demanda de vehículos por hora al usar un factor de hora pico para la intersección analizada.

$$v_i = \frac{V_i}{PHF} \quad (10)$$

Donde:

v_i : caudal de demanda para un movimiento i (veh/h).

V_i : volumen de demanda para un movimiento i (veh/h).

PHF: factor de hora pico.

- **Paso 2: Ajustar la tasa de flujo para vehículos pesados**

El caudal de cada movimiento puede ser ajustado para tener en cuenta las características de los vehículos mediante el uso de la tabla 1.1 que se muestra a continuación.

Tabla 1.1: Factor por Vehículo Tipo

Vehicle Type	Passenger Car Equivalent, E_T
Passenger car	1.0
Heavy vehicle	2.0

Fuente: HCM 2010

Estos valores son incorporados por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{i,pce} = \frac{V_i}{f_{HV}} \quad (11)$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)} \tag{12}$$

Donde:

$V_{i,pce}$: caudal de demanda para un movimiento i (pc/h).

V_i : caudal de demanda para un movimiento i (veh/h).

f_{HV} : factor de ajuste de vehículos pesados.

P_T : proporción de volumen de demanda de vehículos pesados.

E_T : vehículo de pasajeros equivalente para vehículos pesados.

- **Paso 3: Determinar las tasas de flujo entrantes y salientes**

Los caudales entrantes y salientes se calculan para cada tramo giratorio, la metodología que se describe sirve para una rotonda de cuatro entradas, pero se puede extender para cualquier número de ramas.

Caudal de entrada

El flujo de circulación que se opone a una entrada se llama flujo de conflicto, el cálculo del caudal circulante se muestra en la siguiente ecuación:

$$V_{c,NB,pce} = v_{WBU,pce} + v_{SBL,pce} + v_{SBU,pce} + v_{EBT,pce} + v_{EBL,pce} + v_{EBU,pce} \tag{13}$$

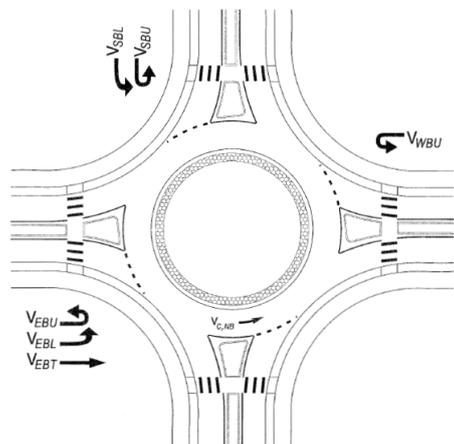


Gráfico 1.10: Caudal de entrada

Fuente: HCM 2010

Tasa de flujo de salida

La tasa de flujo de salida en un tramo se usa para el cálculo de flujo de conflicto para carriles de giro a la derecha como se muestra a continuación:

$$v_{ex,pce} = v_{NBU,pce} + v_{WBL,pce} + v_{SBT,pce} + v_{EBR,pce} - v_{EBR,pce,bypass} \quad (14)$$

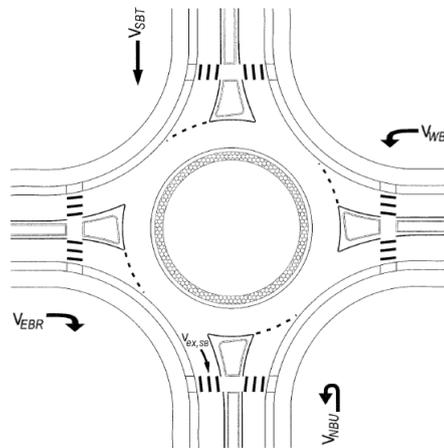


Gráfico 1.11: Flujo de salida

Fuente: HCM 2010

- Paso 4: Determinar las tasas de flujo de entrada por carril

Para asignar los flujos a cada carril se puede utilizar el siguiente procedimiento:

- Si existe un carril de desvío a la derecha este flujo es eliminado del cálculo de los flujos de entrada al redondeo.
- Si hay un carril que se utiliza solo para un movimiento el flujo se le asigna a ese carril.
- Se supone que el resto de flujos están distribuidos en todos los carriles.

En caso de que un movimiento se pueda realizar en más de un carril lo primero que se tiene que hacer es determinar cuál puede ser la configuración del carril, asumidas estas asignaciones están dadas en la tabla 1.2.

Tabla 1.2: Asignación de carriles para determinar flujos de entrada

Designated Lane Assignment	Assumed Lane Assignment
LT, TR	If $v_U + v_L > v_T + v_{R,e}$: L, TR (de facto left-turn lane) If $v_{R,e} > v_U + v_L + v_T$: LT, R (de facto right-turn lane) Else LT, TR
L, LTR	If $v_T + v_{R,e} > v_U + v_L$: L, TR (de facto through-right lane) Else L, LTR
LTR, R	If $v_U + v_L + v_T > v_{R,e}$: LT, R (de facto left-through lane) Else LTR, R

Notes: v_U, v_L, v_T , and $v_{R,e}$ are the U-turn, left-turn, through, and nonbypass right-turn flow rates using a given entry, respectively.
L = left, LT = left-through, TR = through-right, LTR = left-through-right, and R = right.

Fuente: HCM 2010

En la asignación de carril asumida anteriormente para el flujo de entrada los caudales se pueden asignar mediante las siguientes formulas expresadas en la tabla 1.3.

Tabla 1.3: Caudales de flujo de entrada en base a la asignación de vehículos por carril

Case	Assumed Lane Assignment	Left Lane	Right Lane
1	L, TR	$v_U + v_L$	$v_T + v_{R,e}$
2	LT, R	$v_U + v_L + v_T$	$v_{R,e}$
3	LT, TR	$(\%LL)v_e$	$(\%RL)v_e$
4	L, LTR	$(\%LL)v_e$	$(\%RL)v_e$
5	LTR, R	$(\%LL)v_e$	$(\%RL)v_e$

Notes: v_U, v_L, v_T , and $v_{R,e}$ are the U-turn, left-turn, through, and nonbypass right-turn flow rates using a given entry, respectively.
L = left, LT = left-through, TR = through-right, LTR = left-through-right, and R = right.

Fuente: HCM 2010

$$\%LL + \%RL = 1 \tag{15}$$

Donde:

$\%RL$: es el porcentaje de tráfico que usa el carril derecho.

$\%LL$: es el porcentaje de tráfico de entrada que usa el carril izquierdo.

- **Paso 5: Determinar la capacidad de cada carril de entrada y de desvío en automóviles equivalentes**

La capacidad de cada carril de entrada y de desvío son calculadas mediante las ecuaciones expuestas anteriormente. Las ecuaciones para la capacidad de entrada y de desvíos se presentan en las tablas 1.4 y 1.5 respectivamente.

Tabla 1.4: Ecuación de capacidad según carriles en conflicto de entrada

Entering Lanes	Conflicting Circulating Lanes	Capacity Equation
1	1	Equation 21-1
2	1	Each lane: Equation 21-2
1	2	Equation 21-3
2	2	Right lane: Equation 21-4; left lane: Equation 21-5

Fuente: HCM 2010

Tabla 1.5: Ecuación de capacidad según carriles en conflicto de salida

Conflicting Exiting Lanes	Capacity Equation
1	Equation 21-6
2	Equation 21-7

Fuente: HCM 2010

- **Paso 6: Determinar la impedancia peatonal en los vehículos**

El tráfico peatonal puede reducir la capacidad de entrada a una rotonda, siempre y cuando existan suficientes peatones y los mismos se encuentren en su justo derecho de cruzar la vía como lo estipula la ley. En el caso de que existan altos flujos los peatones suelen cruzar entre los vehículos, pero en el caso de que existan flujos bajos los peatones normalmente ejercen sus derechos de cruzar libremente la vía, lo cual genera conflictos en los flujos y reduce la capacidad vehicular, además hay que tomar en cuenta que mientras más peatones, mayor impacto.

En el caso de que existan 2 carriles de ingreso se tiene los siguientes casos:

En el caso de que $n_{ped} < 100$:

$$f_{ped} = \min \left[1 - \frac{n_{ped}}{100} \left(1 - \frac{1260,6 - 0,329V_{c,pce} - 38,1}{1380 - 0,5V_{c,pce}} \right), 1 \right] \tag{16}$$

Para el resto de casos:

$$f_{ped} = \min \left[\frac{1260,6 - 0,329V_{c,pce} - 0,381n_{ped}}{1380 - 0,5V_{c,pce}}, 1 \right] \tag{17}$$

Donde:

f_{ped} : Factor de ajuste para la capacidad de ingreso por peatones

n_{ped} : Número de peatones (peatones/hora)

$v_{c,pce}$: Flujo vehicular conflictuado en el camino circulatorio (pc/hora)

Dicho factor también puede ser obtenido por medio del gráfico 1.12, tomando en cuenta que los peatones tienen prioridad.

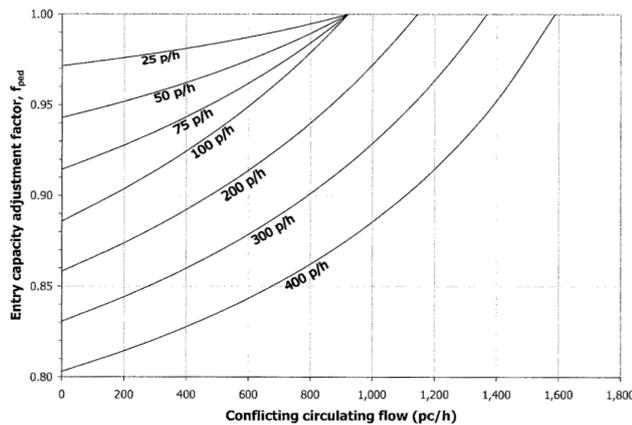


Gráfico 1.12: Factor peatonal en función de la circulación vehicular

Fuente: HCM 2010

- **Paso 7: Convertir tasa de flujo de carril y capacidad en vehículos por hora**

La tasa de flujo de un carril determinado se convierte nuevamente en vehículos por hora multiplicando la tasa de pasajero equivalente por carro obtenida en el paso previo por el factor de vehículos pesados por carril, como se puede apreciar en la siguiente ecuación:

$$V_i = V_{i,PCE} f_{HV,e} \tag{18}$$

Donde:

v_i : Tasa de flujo por carril i (vehículo/hora)

$v_{i,PCE}$: Tasa de flujo por carril i (pc/hora)

$f_{HV,e}$: Factor de ajuste por vehículos pesados para el carril

De la misma manera, la capacidad para un carril dado es transformada a vehículos por hora como se puede observar en la siguiente ecuación:

$$C_i = C_{i,PCE} f_{HV,e} f_{ped} \quad (19)$$

Donde:

C_i : Capacidad por carril i (vehículo/hora)

$C_{i,PCE}$: Capacidad por carril i (pc/hora)

$f_{HV,e}$: Factor de ajuste por vehículos pesados por carril

f_{ped} : Factor de impedancia peatonal

El factor de ajuste por vehículos pesados por cada carril de entrada puede ser aproximado tomando un promedio ponderado de los factores de ajuste de vehículos pesados para cada movimiento de entrada a la rotonda, excluyendo el bypass. La tasa ponderada se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$f_{HV,e} = \frac{f_{HV,u} V_{u,PCE} + f_{HV,L} V_{L,PCE} + f_{HV,T} V_{T,PCE} + f_{HV,R,e} V_{R,e,PCE}}{V_{u,PCE} + V_{L,PCE} + V_{T,PCE} + V_{R,e,PCE}} \quad (20)$$

Donde:

$f_{HV,e}$: Factor de ajuste por vehículos pesados por carril de entrada

$f_{HV,i}$: Factor de ajuste por vehículos pesados por movimiento i

$V_{i,PCE}$: Tasa de flujo de demanda por movimiento i (pc/hora)

En caso de que exista un carril exclusivo para vehículos pesados, los factores pueden ser calculados por separado para cada carril.

- Paso 8: Calcular la tasa de Volumen-Capacidad por cada carril

Para un carril dado, la tasa de Volumen-Capacidad x es calculada al dividir la capacidad calculada de carril para su tasa de flujo de demanda, como se presenta en la ecuación:

$$x_i = \frac{v_i}{c_i} \quad (21)$$

Donde:

x_i : Proporción de Volumen-Capacidad del respectivo carril i

v_i : Tasa de flujo de demanda del respectivo carril i (vehículo/hora)

c_i : Capacidad del carril i (vehículo/hora)

- **Paso 9: Cálculo del promedio de demora de control para cada carril**

De acuerdo con la información recolectada en Estados Unidos se tiene que los tiempos de demora pueden ser predichos de manera similar a las intersecciones sin señalización. La siguiente ecuación sirve para determinar la demora promedio para cada carril que se aproxima a un redondel:

$$d = \frac{3600}{c} + 900T \left[x - 1 + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)x}{450T}} \right] + 5 * \min[x, 1] \quad (22)$$

Donde:

d : Demora promedio de control (segundos/vehículo)

x : Razón Volumen-Capacidad del carril respectivo

c : Capacidad del carril respectivo (vehículos/hora)

T : Período de tiempo (horas $\rightarrow T=0,25$ horas para 15 minutos de análisis)

Esta ecuación es parecida a la ecuación para intersecciones controladas con PARES excepto por el valor de “+5” el cual es necesario para tener un control adecuado de los tiempos de demora, en especial cuando el conductor no se detiene por completo cuando no existe tráfico pesado de por medio. Además, hay que tomar en consideración que mientras mayor sea el valor de Volumen-Capacidad, mayor será la probabilidad de que el vehículo se detenga por completo.

Se debe tomar en cuenta que el período de análisis recomendado por el Manual de Capacidad de Carreteras 2010 es de 15 minutos, debido a que tiempos de análisis más amplios pueden generar resultados muy imprecisos.

- Paso 10: Determinar el LOS para cada carril en cada acceso

Este parámetro es determinado con el cálculo previo del tiempo de demora, en conjunto con la tabla 1.6

Tabla 1.6: Nivel de servicio en función de los tiempos de demora en redondeles

Control Delay (s/veh)	LOS by Volume-to-Capacity Ratio ^a	
	v/c ≤ 1.0	v/c > 1.0
0-10	A	F
>10-15	B	F
>15-25	C	F
>25-35	D	F
>35-50	E	F
>50	F	F

Note: ^a For approaches and intersectionwide assessment, LOS is defined solely by control delay.

Fuente: HCM 2010

- Paso 11: Cálculo de la demora promedio de control y determinar el LOS para cada acceso y la rotonda como un todo

El tiempo de demora por acceso es calculado por medio del promedio de tiempo de demoras de cada carril en el respectivo acceso, ponderado por el volumen en cada carril. En la siguiente expresión se expone una ecuación que permite dicho cálculo. Nótese que en este caso el volumen del bypass si se toma en cuenta dentro del cálculo:

$$d_{acceso} = \frac{d_{LL}v_{LL} + d_{RL}v_{RL} + d_{bypass}v_{bypass}}{v_{LL} + v_{RL} + v_{bypass}} \tag{23}$$

El tiempo de demora de la intersección realizando el cálculo promedio ponderado de los tiempos de demora de cada acceso, se refleja en la siguiente ecuación:

$$d_{intersección} = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \tag{24}$$

Donde:

dintersección= Tiempo de demora para la intersección completa (segundos/vehículo)

di: Tiempo de demora por carril i (segundos/vehículo)

vi: Tasa de flujo por carril i (vehículo/hora)

El nivel de servicio de dicha intersección es determinado con la tabla 1.6, en conjunto con el cálculo previo.

- **Paso 12: Calculo del percentil 95 de cola por cada carril**

Este valor es calculado por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_{95} = 900T \left[x - 1 + \sqrt{(1-x)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)x}{150T}} \right] \left(\frac{c}{3600}\right) \quad (25)$$

Donde:

Q95: Percentil 95 de cola (vehículos)

x: Razón de Volumen-Capacidad del respectivo carril

c: Capacidad del carril respectivo (vehículo/hora)

T: Período de tiempo (horas → T=0,25 para 15 minutos de análisis)

1.5. INTERSECCIONES A DESNIVEL

Las intersecciones a desnivel son un tipo de intersección muy efectivas para separar los flujos de alta demanda de los de menor demanda, generando una oferta exclusiva para los flujos cargados a diferente altura, disminuyendo los puntos de conflicto entre los diferentes movimientos vehiculares (Quezada Bermudez, 2014).

De acuerdo con las Normas de Diseño Geométrico (Ministerio de Obras Públicas, 2003) se considera aceptable la construcción de un intercambiador cuando el volumen de tráfico de los diferentes accesos que se crucen correspondientes a la hora de mayor demanda sea de al menos cuatro mil vehículos, y además que durante la misma hora

debe existir un volumen mínimo de quinientos vehículos en el volumen más bajo en cualquier acceso.

Cuando hay vías en funcionamiento, luego de cierto tiempo empieza a disminuir el nivel de servicio dado el incremento vehicular en el parque automotor, es por ello que se buscan soluciones viales con el fin de reducir los inconvenientes entre flujos. La norma MTOP 2003 ofrece un gráfico con el cual, dependiendo del volumen automovilístico se puede dar un tipo de solución a la intersección:

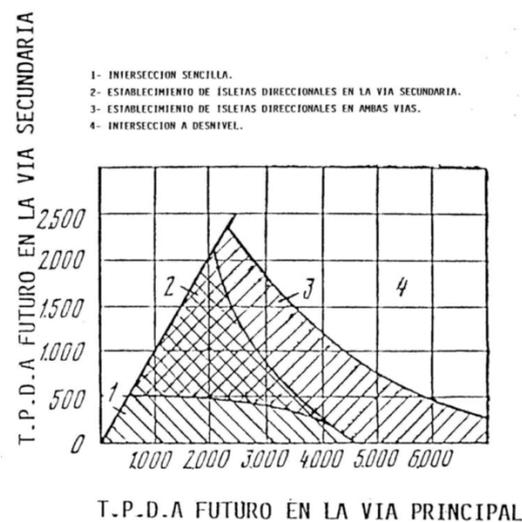


Gráfico 1.13: Tipo de intersección en función del volumen automovilístico

Fuente: MTOP 2003, Pg. 4-A

En el gráfico 1.13 se puede observar que mientras más cargados son los flujos, aumenta desde una intersección sencilla hasta una intersección a desnivel. Hay que tomar en consideración que si el punto analizado cae hacia la izquierda de la línea recta significa que la vía secundaria debería ser la vía principal y viceversa.

1.5.1. INTERCAMBIADORES

Los intercambiadores son elementos viales compuestos por estructuras a diferente altura y con ramales que permiten el cambio entre algunas vías con el uso de giros, cambiando el sentido en el que un vehículo se desplaza. Este tipo de intersecciones busca reducir la cantidad de conflictos entre los flujos de dos o más vías.

Este tipo de intersecciones se los realiza a diferente altura realizando el intercambio entre vías; sin embargo, cuando no existe dicho cambio la estructura vial es considerada como un simple paso a desnivel. Un claro ejemplo de este tipo de intersecciones a desnivel es el intercambiador vial de Fátima (Guaman, 2016).



Gráfico 1.14: Intercambiador vía de Fátima

Fuente: LA BITÁCORA

El nivel de servicio de un intercambiador según el HCM 2010 viene dado según el tiempo de demora como se presenta en la tabla 1.7.

Tabla 1.7: Nivel de servicio en función de los tiempos de demora en intercambiadores

Control Delay (s/veh)	O-D LOS		
	$v/c < 1$ and $R_Q < 1$ for Every Lane Group	$v/c > 1$ for Any Lane Group	$R_Q > 1$ for Any Lane Group
≤15	A	F	F
>15-30	B	F	F
>30-55	C	F	F
>55-85	D	F	F
>85-120	E	F	F
>120	F	F	F

Fuente: HCM 2010

CAPÍTULO 2. ANÁLISIS DE TRÁNSITO

2.1.RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN VEHICULAR, METODOLOGÍA Y RESULTADOS

Para determinar el nivel de servicio de la intersección en primera instancia se tomaron videos de 24 horas los días domingo 1 de Julio y lunes 2 de Julio del 2018, para esto se determinaron las entradas y salidas de la intersección mismas que se muestran en la tabla 2.1 y el gráfico 2.1.

Tabla 2.1: Entradas y Salidas de la intersección

Entrada 1	Vía rápida Azogues - Cuenca	Salida 1	Vía rápida Cuenca - Azogues
Entrada 2	Vía Monay	Salida 2	Vía Monay
Entrada 3	Vía rápida Cuenca - Azogues	Salida 3	Vía rápida Azogues - Cuenca
Entrada 4	Vía Baguanchi	Salida 4	Vía Baguanchi

Fuente: Los autores

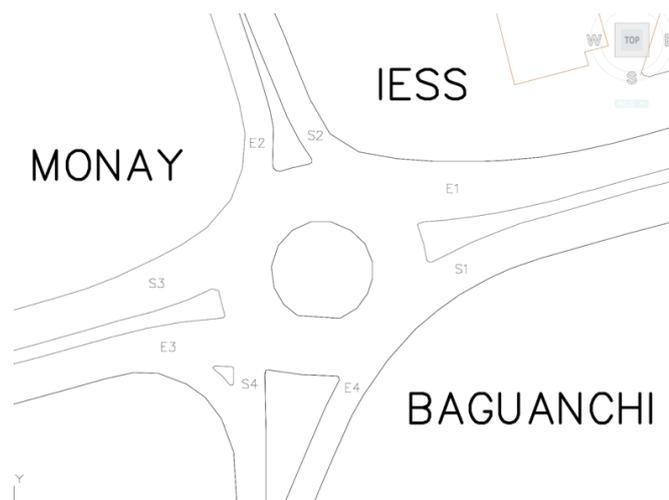


Gráfico 2.1: Entradas y Salidas de la intersección

Fuente: Los autores

Una vez determinadas las entradas y salidas, con los videos se realizan los conteos volumétricos en función de los giros y del tipo de vehículo que circula en todos y cada

uno de los accesos objeto de estudio, a partir de esta información se realiza una tabla resumen por acceso; el formato para la tabulación de datos y el resumen de los mismos se presentan en las tablas 2.2 y 2.3 respectivamente y sus resultados en el anexo 1.

Tabla 2.2: Formato tabulación de datos

Hora	Giro Izquierdo de la Vía Rápida Cuenca - Azogues a la Vía Baguanchi									
	Bicicleta	Motos	Livianos	Camion 3 Ejes	Camion 4 Ejes	Camion	Camion 5 o más Ejes	Bus B2	Bus B3	
0:00:00 - 0:15:00	0	0	11	0	0	0	0	0	0	0
0:15:00 - 0:30:00	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0
0:30:00 - 0:45:00	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0
0:45:00 - 1:00:00	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0
1:00:00 - 1:15:00	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0
1:15:00 - 1:30:00	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0
1:30:00 - 1:45:00	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0
1:45:00 - 2:00:00	0	1	12	0	0	0	0	0	0	0

Recto de la Vía Rápida Cuenca - Azogues a la Vía Rápida Cuenca - Azogues									
Bicicleta	Motos	Livianos	Camion 3 Ejes	Camion 4 Ejes	Camion	Camion 5 o más Ejes	Bus B2	Bus B3	
0	0	52	0	0	0	0	0	0	0
0	2	66	1	0	0	0	0	0	0
0	0	56	1	0	0	0	0	1	0
0	0	68	2	1	1	0	0	0	0
0	0	71	1	0	0	0	0	0	0
0	1	63	0	0	0	0	0	0	0
0	1	66	0	0	0	0	0	4	0
0	0	64	1	0	1	0	1	0	0

Fuente: Los autores

Tabla 2.3: Formato resumen conteo volumétrico

CONTEO VOLUMETRICO CLASIFICADO										
AUTOPISTA CUENCA-AZOGUES Y VÍA MONAY-BAGUANCHI							INICIO:	00H00		
SENTIDO:	N-S	S-N	E-W	W-E			FIN:	24H00		
ESTACION:	4									lunes, 2 de julio de 2018
Periodo cada 15 min	LIV	BUS		CAMION		TRAILER		TOTAL		
		B2	B3	2E	3E	4E	5E			
00:00-00:15	70	1	0	3	0	0	0	0	74	
00:15-00:30	49	1	0	3	0	0	1	0	54	
00:30-00:45	31	3	0	4	0	0	0	0	38	
00:45-01:00	23	3	0	0	0	0	2	0	28	
01:00-01:15	32	3	0	4	0	0	0	0	39	
01:15-01:30	40	1	0	1	0	0	1	0	43	
01:30-01:45	23	2	0	0	0	0	0	0	25	
01:45-02:00	15	2	0	1	0	0	0	0	18	

Fuente: Los autores

Con los datos obtenidos se determina que el lunes es el día más cargado debido a que el tráfico es el mayor de los dos días analizados, posteriormente se procede a determinar la hora pico realizando un análisis cada hora cada 15 minutos como se presenta en la tabla 2.4 (los datos se presentan en el anexo 2), determinando que la hora pico es de 07:30 a 08:30; luego se calcula el FHMD (Factor Horario de Máxima Demanda), el cual se obtiene dividiendo el volumen de la hora pico para cuatro veces

el cuarto de hora más cargado dentro de la hora de máxima demanda, resultados que se presentan en la tabla 2.5; toda la información obtenida hasta el momento servirá posteriormente para la determinación de las matrices Origen – Destino proyectadas.

Tabla 2.4: Análisis por hora cada 15 minutos de la intersección

Hora	Volumen
0h00-1h00	194
0h15-1h15	159
0h30-1h30	148
0h45-1h45	135
1h00-2h00	125
1h15-2h15	110
1h30-2h30	90
1h45-2H45	90
2H00-3h00	93

Fuente: Los autores

Tabla 2.5: Factor Horario de Máxima Demanda

Hora pico	Volumen	FHMD
07:30 - 08:30	5607	0,959

Fuente: Los autores

A partir de los conteos volumétricos por giros y la hora de máxima demanda se procedió a determinar las matrices Origen – Destino para vehículos livianos, camiones y buses del año 2018, cuyos resultados se plasman en la tabla 2.6, sin considerar las motocicletas y bicicletas ya que su presencia no influye en el funcionamiento de la intersección.

Tabla 2.6: Matrices Origen - Destino vehículos livianos, buses y camiones

Liviano				
	S1	S2	S3	S4
E1	20	83	1731	107
E2	375	63	112	125
E3	1427	307	79	78
E4	173	247	279	0

Buses				
	S1	S2	S3	S4
E1	0	1	19	1
E2	6	0	0	11
E3	26	3	0	0
E4	0	8	0	0

Camiones				
	S1	S2	S3	S4
E1	2	13	144	4
E2	19	0	3	5
E3	109	5	1	7
E4	8	6	8	0

Total				
	S1	S2	S3	S4
E1	22	97	1894	112
E2	400	63	115	141
E3	1562	315	80	85
E4	181	261	287	0

Fuente: Los autores

De acuerdo con el MOP (Ministerio de Obras Públicas, 2003, pg. 20) el tráfico generado una vez efectuadas las mejoras en una infraestructura vial es del 20% del tráfico normal como máximo para el primer año, para los años restantes de análisis éste incrementa a la misma tasa que el tráfico normal, es por esto que a las matrices presentadas en la tabla 2.6 se les incrementa un 15% debido al tráfico atraído y se divide para el FHMD para llegar a determinar el mayor volumen de vehículos que circulan en la intersección en la hora pico, resultados que se muestran en la tabla 2.7.

Tabla 2.7: Matrices Origen - Destino incrementadas atracción inicial

Livianos				
	S1	S2	S3	S4
E1	24	100	2076	128
E2	450	76	134	150
E3	1711	368	95	94
E4	207	296	335	0

Buses				
	S1	S2	S3	S4
E1	0	1	23	1
E2	7	0	0	13
E3	31	4	0	0
E4	0	10	0	0

Camiones				
	S1	S2	S3	S4
E1	2	16	173	5
E2	23	0	4	6
E3	131	6	1	8
E4	10	7	10	0

Total				
	S1	S2	S3	S4
E1	26	116	2271	134
E2	480	76	138	169
E3	1873	378	96	102
E4	217	313	344	0

Fuente: Los autores

2.2. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN RECOLECTADA

Con la información obtenida en base a los conteos volumétricos realizados se llegó a determinar el día con mayor flujo vehicular, la hora de máxima demanda, las matrices origen-destino de los diferentes accesos, los conflictos físicos con los que cuenta la intersección.

En base a estos datos también se pudo llegar a tener una idea de las posibles opciones de mejora que se pueden implementar para solucionar los problemas de tráfico que se presentan en la intersección.

2.2.1 CÁLCULO DEL TPDA Y PROYECCIONES

Como se mencionó anteriormente para calcular el TPDA se requiere del conteo manual, automático y de los datos sobre el consumo de combustible a nivel provincial.

Los conteos automáticos de cada uno de los accesos fueron proporcionados por la empresa T-CUBO los datos se presentan en el anexo 3, mientras que los consumos de combustible por la Agencia de Regulación y Control Hidrocarburífero, la información se muestra en la tabla 2.8.

Tabla 2.8: Consumo de combustible

CONSUMO COMBUSTIBLE AÑO 2017 - AZUAY (EN GALONES)					
PRODUCTO	DIESEL PREMIUM	GASOLINA EXTRA	EXTRA CON ETANOL	GASOLINA SUPER	TOTAL
ENERO	3761281	4987778	0	495234	9244293
FEBRERO	3404880	4672117	0	472531	8549528
MARZO	3979059	5188771	0	530006	9697836
ABRIL	3506096	4865593	0	465481	8837170
MAYO	3987554	5256828	0	518156	9762538
JUNIO	3960592	5090073	0	495453	9546118
JULIO	4009633	5068100	3000	521996	9602729
AGOSTO	4211743	450266	4687752	614416	9964177
SEPTIEMBRE	4057460	0	5114491	636872	9808823
OCTUBRE	4029136	0	5112503	663175	9804814
NOVIEMBRE	4053133	0	5049572	701665	9804370
DICIEMBRE	3776277	0	5434407	743563	9954247
TOTAL	46736844	35579526	25401725	6858548	114576643

Fuente: Agencia de Regulación y Control Hidrocarburífero

Una vez obtenida toda la información se procede a determinar los factores para el cálculo del TPDA aplicando las formulas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, estos se calculan para cada uno de los accesos como se ilustra en la tabla 2.9.

Tabla 2.9: Factores TPDA

Factor TPDA				
	E1	E2	E3	E4
Fh	1,000	1,000	1,000	1,000
Fd	0,970	0,919	0,963	0,956
Fs	1,000	1,000	1,000	1,000
Fm	0,994	0,994	0,994	0,994

Fuente: Los autores

Obtenidos los diferentes factores se determina el TPDA tanto por acceso como para la intersección, mismo que resulta del promedio de los TPDA de los accesos, tal como se muestra en la tabla 2.10.

Tabla 2.10: TPDA 2018

TPDA ₂₀₁₈				
E1	E2	E3	E4	Intersección
26165	10734	23821	5776	16624

Fuente: Los autores

A continuación se calculan las tasas de crecimiento para realizar las proyecciones por medio del modelo Logit, para ello se requiere la cantidad de vehículos matriculados y la población de cada año; debido a que únicamente se cuenta con los datos de ciertos años, lo que se hace es obtener el incremento y dividirlo para la cantidad de años, obteniendo un porcentaje de crecimiento, el cual se usa para determinar la cantidad poblacional y vehicular en los años faltantes como se presentan en las tablas 2.11 y 2.12 respectivamente, cuya información completa se muestra en el anexo 4.

Tabla 2.11: Población anual proyectada

Años	Urbana	Rural	Total
1950	40156	210819	250975
1951	41992	210412	252403
1952	43911	210005	253916
1953	45919	209599	255518
1954	48018	209194	257212
1955	50213	208790	259003
1956	52508	208386	260895

Fuente: Los autores

Tabla 2.12: Vehículos matriculados

Años	Livianos
1969	1935
1970	2435
1971	3173
1972	3529
1973	3921
1974	4638
1975	5710
1976	6588

Fuente: Los autores

Una vez que se han obtenido los datos anteriores se procede a llenar la tabla 2.13, el valor de Livianos Ajustados se obtiene al multiplicar el Tm Ajustado por la Población Urbana en miles. Una vez colocada la información inicial, con ayuda de la herramienta Excel se obtiene una línea de tendencia para poder calcular el valor de R^2 (debe ser cercano a uno); debido a las facilidades que nos ofrece Excel como un software de cálculo, lo que se hace para determinar el máximo valor de R^2 es usar la función “solver”, haciendo que la celda cambiante sea la de Ts determinando que el valor máximo es 293 con un R^2 de 0.937. La información completa se presenta en el anexo 5.

Tabla 2.13: Modelo Logit

				Ts=	293		
Años	Población urbana	Vehículos livianos	Tm	$\ln(Ts/Tm-1)$	Tm ajustado	Livianos ajustado	
1969	93953	1935	20,60	2,58	32,086	3015	
1970	98258	2435	24,78	2,38	34,099	3350	
1971	102760	3173	30,88	2,14	36,220	3722	
1972	107469	3529	32,84	2,07	38,453	4133	

Fuente: Los autores

Luego de haber llenado la tabla anterior se procede a calcular las tasas de crecimiento vehiculares cada 5 años tanto de vehículos livianos, buses y camiones con ayuda de las fórmulas 7 y 8; la razón de que se haga cada 5 años es simplemente para obtener una mayor precisión al momento de la generación de la población futura en el año horizonte, estos datos se muestran en la tabla 2.14.

Tabla 2.14: Tasa de crecimiento vehicular

Tasas de crecimiento vehicular			
Periodo	Livianos	Buses	Camiones
2015-2020	3,84%	2,24%	2,24%
2020-2025	3,45%	2,24%	2,24%
2025-2030	3,14%	2,24%	2,24%
2030-2035	2,90%	2,24%	2,24%
2035-2040	2,72%	2,24%	2,24%
2040-2045	2,59%	2,24%	2,24%

Fuente: Los autores

Finalmente, con estas tasas de crecimiento se procede a calcular las matrices Origen – Destino para el año horizonte con ayuda de la fórmula 9, tal como se ilustra en la tabla 2.15; las matrices cada 5 años se presentan en el anexo 6.

Tabla 2.15: Matrices Origen - Destino año 2045

Livianos				
	S1	S2	S3	S4
E1	54	223	4641	287
E2	1005	169	300	335
E3	3826	823	212	209
E4	464	662	748	0

Buses				
	S1	S2	S3	S4
E1	0	2	41	2
E2	13	0	0	24
E3	57	7	0	0
E4	0	17	0	0

Camiones				
	S1	S2	S3	S4
E1	4	28	314	9
E2	41	0	7	11
E3	238	11	2	15
E4	17	13	17	0

Total				
	S1	S2	S3	S4
E1	58	253	4996	298
E2	1060	169	307	370
E3	4120	840	214	224
E4	481	693	765	0

Fuente: Los autores

2.1 NIVEL DE SERVICIO (HCM 2010)

Para determinar el nivel de servicio con el que cuenta la intersección actualmente se utilizó la metodología planteada por el HCM 2010, a continuación se exponen cada uno de los pasos con sus respectivos resultados.

Tabla 2.16 Datos de los flujos

Datos
2/7/18

F1	100	veh/h
F2	1872	veh/h
F3	108	veh/h
F4	32	veh/h
F5	140	veh/h
F6	168	veh/h
F7	368	veh/h
F8	44	veh/h
F9	80	veh/h
F10	1808	veh/h
F11	312	veh/h
F12	76	veh/h
F13	176	veh/h
F14	272	veh/h
F15	292	veh/h
F16	0	veh/h

PHF	0,959
% Vehículos pesado	0,0857
Et Vehículos pesados	2

Fuente: Los autores

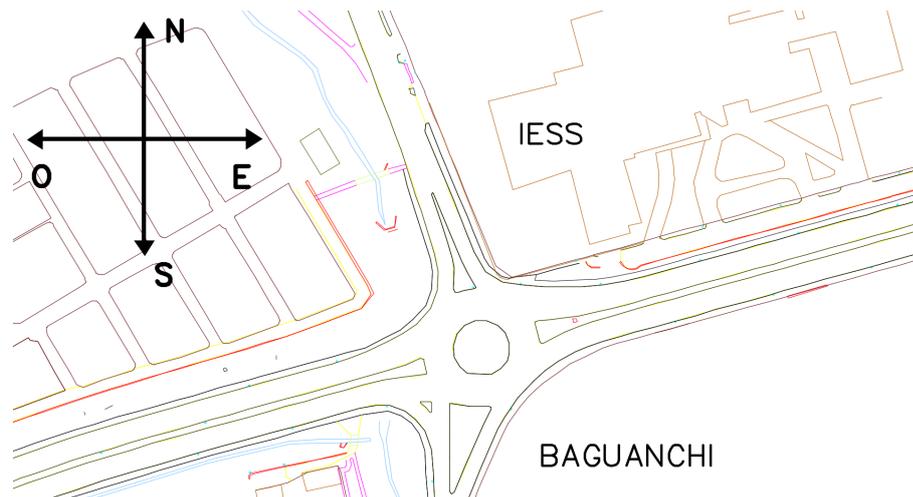


Gráfico 2.2: Disposición cartesiana de la intersección

Fuente: Los autores

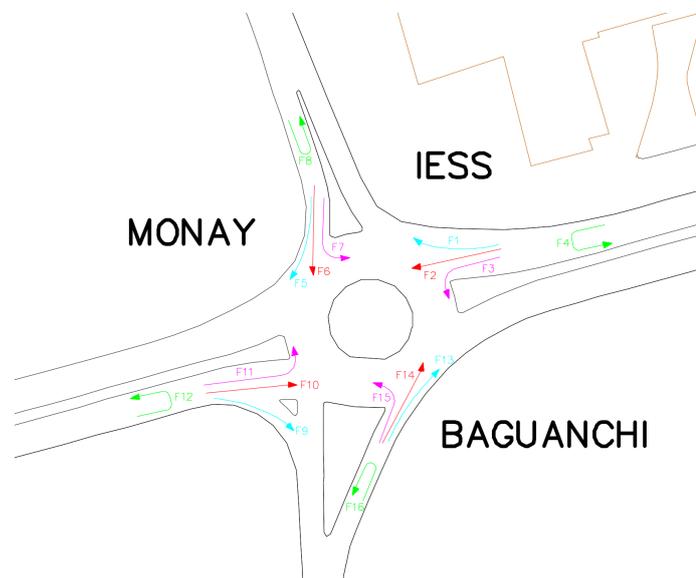


Gráfico 2.3: Diagrama de flujos

Fuente: Los autores

Paso 1: Convertir los volúmenes de demanda de movimiento a caudales.

No se necesita realizar este paso debido a que se cuenta con la información cada 15 minutos.

Paso 2: Ajustar la tasa de flujo para vehículos pesados (Tabla 2.17).

Tabla 2.17: Tasa de flujo para vehículos pesados

Fhv	0,92106475
V1,pce	109 pc/h
V2,pce	2032 pc/h
V3,pce	117 pc/h
V4,pce	35 pc/h
V5,pce	152 pc/h
V6,pce	182 pc/h
V7,pce	400 pc/h
V8,pce	48 pc/h
V9,pce	87 pc/h
V10,pce	1963 pc/h
V11,pce	339 pc/h
V12,pce	83 pc/h
V13,pce	191 pc/h
V14,pce	295 pc/h
V15,pce	317 pc/h
V16,pce	0 pc/h

Fuente: Los autores

Paso 3: Determinar las tasas de flujo entrantes y salientes (Tabla 2.18).

Tabla 2.18: Flujos entrantes y salientes

Flujos de entrada			Flujos de salida		
Vc,norte,pce	2584	pc/h	Vex,norte,pce	791	pc/h
Vc,sur,pce	2868	pc/h	Vex,sur,pce	386	pc/h
Vc,este,pce	1082	pc/h	Vex,este,pce	2589	pc/h
Vc,oeste,pce	782	pc/h	Vex,oeste,pce	2584	pc/h

Fuente: Los autores

Paso 4: Determinar las tasas de flujo de entrada por carril (Tabla 2.19).

Tabla 2.19: Flujos de entrada por carril

Ve,norte,pce	782	pc/h
Ve,sur,pce	803	pc/h
Ve,este,pce	2293	pc/h
Ve,oeste,pce	2472	pc/h

Fuente: Los autores

Paso 5: Determinar la capacidad de cada carril de entrada y de desvío en automóviles equivalentes (Tabla 2.20).

Tabla 2.20: Capacidad por carril en vehículos equivalentes

Derecha		Izquierda	
C,norte,pce	457 pc/h	C,norte,pce	429 pc/h
C,sur,pce	414 pc/h	C,sur,pce	385 pc/h
C,este,pce	774 pc/h	C,este,pce	753 pc/h
C,oeste,pce	859 pc/h	C,oeste,pce	843 pc/h

Fuente: Los autores

Paso 6: Determinar la impedancia peatonal en los vehículos

Debido a que no se analiza la impedancia peatonal el valor es 1.

Paso 7: Convertir la tasa de flujo de carril y capacidad en vehículos por hora (Tabla 2.21).

Tabla 2.21: Flujo y Capacidad del carril en vehículos por hora

Derecha			
Capacidad		Caudal	
Cnorte	421 veh/h	Vnorte	360 veh/h
Csur	381 veh/h	Vsur	370 veh/h
Ceste	713 veh/h	Veste	1056 veh/h
Coeste	791 veh/h	Voeste	1138 veh/h
Izquierda			
Capacidad		Caudal	
Cnorte	395 veh/h	Vnorte	360 veh/h
Csur	355 veh/h	Vsur	370 veh/h
Ceste	694 veh/h	Veste	1056 veh/h
Coeste	776 veh/h	Voeste	1138 veh/h

Fuente: Los autores

Paso 8: Calcular la tasa de volumen – capacidad por cada carril (Tabla 2.22).

Tabla 2.22: Tasa de Volumen - Capacidad por carril

Derecha		Izquierda	
Xnorte	0,8551	Xnorte	0,9114
Xsur	0,9711	Xsur	1,0423
Xeste	1,4811	Xeste	1,5216
Xoeste	1,4387	Xoeste	1,4665

Fuente: Los autores

Paso 9: Calcular el promedio de demora de control para cada carril (Tabla 2.23).

Tabla 2.23: Demora por carril

Derecha		Izquierda	
dnorte	46,20	dnorte	58,04
dsur	72,39	dsur	94,27
deste	241,09	deste	259,18
doeste	220,90	doeste	233,25

Fuente: Los autores

Paso 10: Determinar el LOS para cada carril en cada acceso (Tabla 1.6).

Tabla 1.6: Nivel de servicio en función de los tiempos de demora en redondeles

Control Delay (s/veh)	LOS by Volume-to-Capacity Ratio ^a	
	v/c ≤ 1.0	v/c > 1.0
0-10	A	F
>10-15	B	F
>15-25	C	F
>25-35	D	F
>35-50	E	F
>50	F	F

Note: ^a For approaches and intersectionwide assessment, LOS is defined solely by control delay.

Fuente: HCM 2010

Todos los accesos cuentan con un LOS F debido a que su demora es mayor a 50 seg/veh.

Paso 11: Cálculo de la demora promedio de control y determinar el LOS para cada acceso y la rotonda como un todo (Tabla 2.24).

Las demoras de los accesos son las mismas que las del paso 9 debido a que no se tiene carriles exclusivos.

Tabla 2.24: Demora de la intersección

dintersección	195,67	seg/veh
---------------	--------	---------

Fuente: Los autores

El LOS para la intersección es F ya que el tiempo de demora es mayor a 50 seg/veh.

Paso 12: Cálculo del percentil 95 de cola por cada carril (Tabla 2.25).

Tabla 2.25: Cola de vehículos por carril

Derecha		Izquierda			
Q95,norte	8,42	veh	Q95,norte	9,64	veh
Q95,sur	11,11	veh	Q95,sur	12,75	veh
Q95,este	50,69	veh	Q95,este	52,76	veh
Q95,oeste	51,64	veh	Q95,oeste	53,26	veh

Fuente: Los autores

2.2 MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA INTERSECCIÓN

Como se especificó en un inicio la modelación se realizará con el software de simulación microscópica AIMSUN 8.3.0, y se validó el modelo con el índice GEH (Geoffrey E. Havers, autor de la fórmula); Este compara los volúmenes de tráfico asignados por el modelo con los volúmenes reales por medio de la siguiente formula:

$$GEH = \sqrt{\frac{2(M - C)^2}{M + C}} \tag{26}$$

M: Volumen de tráfico del modelo.

C: Volumen de tráfico real.

Tomando como criterio que para obtener una correcta calibración del modelo, el parámetro GEH debe ser inferior a 5.0 indicando que los volúmenes son muy cercanos, un GEH entre 5.0 – 10.0 nos muestra un ajuste moderado y valores superiores a 10.0 implica que el modelo no representa la realidad (Cepeda Cuellar, 2016).

2.2.1 MODELACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Para realizar la modelación de la situación actual el primer paso fue realizar el diseño geométrico de la intersección definiendo el número de carriles, anchos de los mismos, sentidos de circulación, luego se colocó los centroides y posteriormente se añadió la matriz Origen – Destino de cada tipo de vehículo que circula por la intersección; en el grafico 2.4 se presenta el modelo generado.

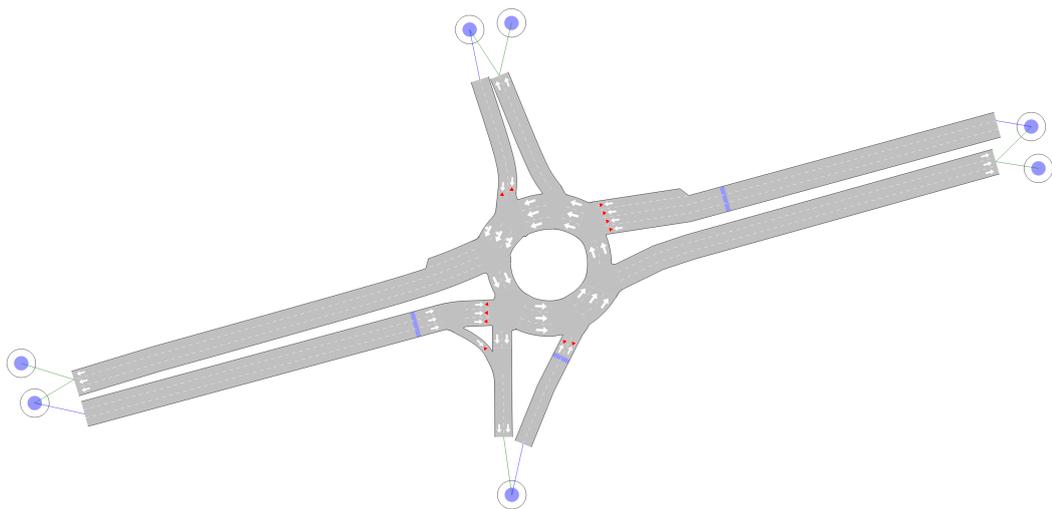


Gráfico 2.4: Modelo de la intersección

Fuente: Los autores

2.2.2 CALIBRACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Una vez generado el modelo se procede a calibrarlo, esto se lo realiza colocando detectores e incorporando el conjunto de datos reales, en los cuales deben constar el nombre del Detector, la hora final de análisis y la cantidad de vehículos que circulan durante la hora analizada, además hay que tomar en cuenta que se deben realizar los cambios necesarios en la geometría como la distancia entre nodos, la forma de la intersección, velocidades y capacidades, todo esto con el propósito de que tanto física como funcionalmente sea lo más parecido a la realidad. Finalmente, para validar la calibración del modelo, el parámetro a tomar en cuenta es el GEH, como se mencionó anteriormente.

Los resultados del modelo calibrado se pueden apreciar en los gráficos 2.5, 2.6 y 2.7; El primero presenta que el valor de los detectores (punto negro) en comparación con los datos reales (punto azul) son muy cercanos, e inclusive es prácticamente igual como se ve en D2 y D4; el segundo muestra que el valor del R^2 de la regresión lineal es casi 1, y finalmente el tercer gráfico presenta los valores de GEH de la situación actual, en el mismo se puede apreciar que todos los valores son menores a 5 demostrando que el modelo se encuentra bien calibrado.

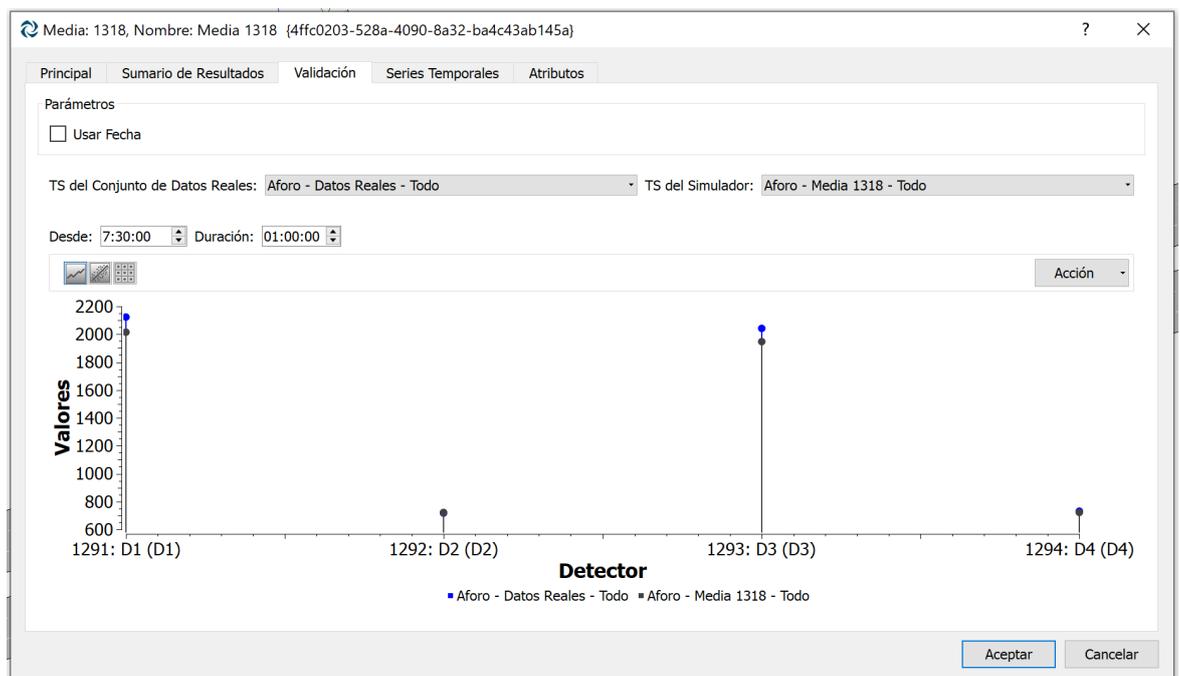


Gráfico 2.5: Valores de los detectores del modelo

Fuente: Los autores



Gráfico 2.6: Regresión lineal

Fuente: Los autores

Media: 1318, Nombre: Media 1318 (4ffc0203-528a-4090-8a32-ba4c43ab145a)

Principal Sumario de Resultados Validación Series Temporales Atributos

Parámetros

Usar Fecha

TS del Conjunto de Datos Reales: Aforo - Datos Reales - Todo TS del Simulador: Aforo - Media 1318 - Todo

Desde: 7:30:00 Duración: 01:00:00

Acción

Objeto	Aforo - Datos Reales - Todo	Aforo - Media 1318 - Todo	Diferencia Absoluta	Diferencia Relativa (%)	GEH
1294: D4 (D4) 729	722.4	722.4	-6.6	-0.90535	0.245
1293: D3 (D3) 2042	1945.8	1945.8	-96.2	-4.71107	2.15439
1292: D2 (D2) 719	724	724	5	0.69541	0.186145
1291: D1 (D1) 2125	2014.4	2014.4	-110.6	-5.20471	2.43109
Media	1403.75	1351.65	-52.1	-3.71149	1.25416

Sumario de GEH

Número de objetos: 4 Número de objetos con GEH < 5: 4 (100.00%) Número de objetos con GEH < 10: 4 (100.00%)

Aceptar Cancelar

Gráfico 2.7: GEH de la situación actual

Fuente: Los autores

2.2.3 EVALUACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Una vez que se cuenta con el modelo calibrado, se procede a analizar los resultados obtenidos por la simulación. En este caso el modelo arrojó diferentes resultados, de los cuales, los principales que se presentan en la tabla 2.26.

Tabla 2.26: Resultados principales del análisis

Parámetro	Valor	Unidad
Cola media	123,70 (+-13,23)	veh
Tiempo de demora	295,57 (+-26,70)	seg/Km
Velocidad	17,50 (+-1,52)	Km/h

Fuente: Los autores

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un tiempo de demora de 296 seg. (4,93 minutos) mismo que es mayor a los 50 segundos especificados por la manual HCM 2010, mostrando un nivel de servicio F (gráfico 2.8), a este resultado se le suma una cola de 124 vehículos y una velocidad en la intersección de 17,5 Km/h; a partir de este último se puede determinar que los conductores que circulan a través de la vía rápida Cuenca – Azogues deben reducir la velocidad de 90 a 17,5 Km/h, provocando colas en los diversos carriles y generando molestias en los viajeros.

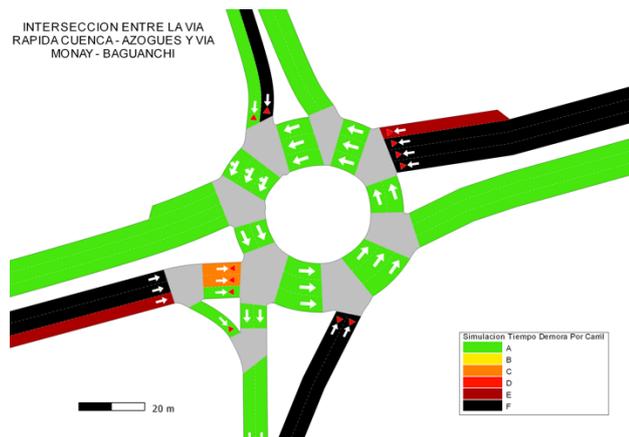


Gráfico 2.8: Nivel de servicio de la situación actual

Fuente: Los autores

De acuerdo con los resultados obtenidos, se determina que se requiere de una intervención en la intersección, razón por la cual se plantean las alternativas expuestas a continuación.

2.2.4 GENERACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

Para la mejora de la intersección se realizaron dos alternativas, contando en ambos casos con un paso deprimido para la circulación en la vía rápida Cuenca – Azogues. En la primera alternativa se tiene un paso elevado para el giro desde la vía rápida Cuenca – Azogues (S3) hacia la vía rápida Cuenca – Azogues (E3), retirando parte de la rotonda para disminuir los giros que fluyen dentro de ella permitiendo la entrada y salida de vehículos a los diferentes puntos de la intersección y esperando aumentar la fluidez en la misma, como se muestra en el gráfico 2.9.

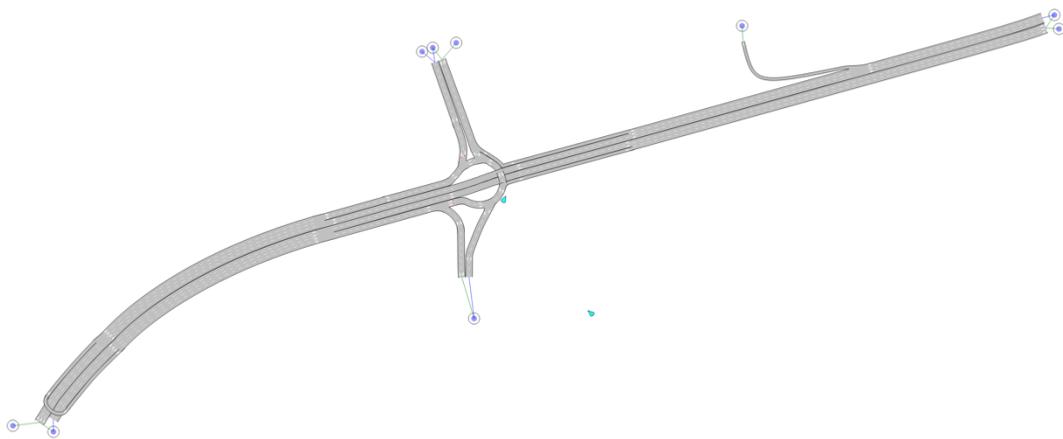


Gráfico 2.9: Primera alternativa

Fuente: Los autores

En la segunda alternativa se cuenta con dos pasos elevados, el primero desde la vía rápida Cuenca – Azogues (E3) hacia la vía Monay (S2) y el segundo desde la vía rápida Cuenca – Azogues (E1) hacia la vía Baguanchi (S4), esto se realizó para separar a los giros de la intersección y evitar que conflictúen con los flujos de la rotonda como se visualiza en el gráfico 2.10, esperando una mejora radical en el nivel de servicio.

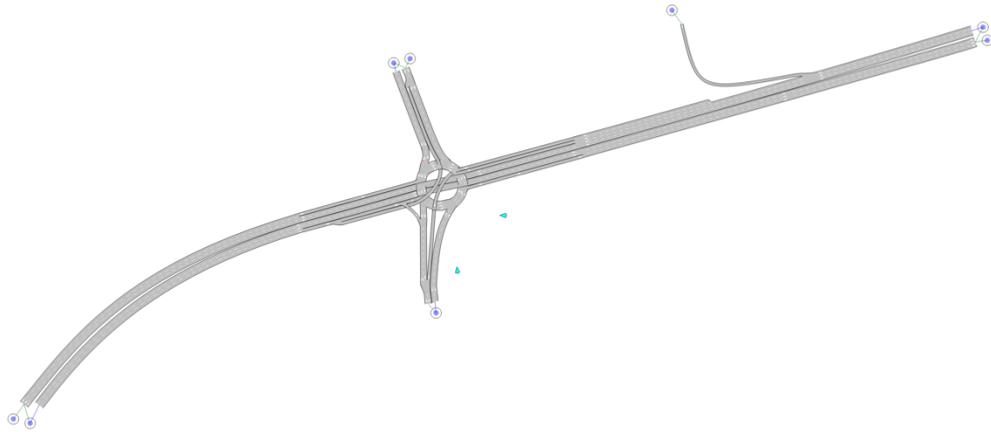


Gráfico 2.10: Segunda alternativa

Fuente: Los autores

Cabe mencionar que los ingresos (Ei) y salidas (Si) se exponen en el gráfico 2.1, excepto E5 que corresponde a la calle Cuzco, la misma que se encuentra entre el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social (IESS) y la urbanización Vista al Río.

2.2.5 EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

Al realizar los cambios y comprobarlo con las matrices Origen – Destino del año 2020 (año de construcción) se obtuvo los siguientes resultados: En el caso de la primera alternativa tiene una mejora absoluta tal como se aprecia en el gráfico 2.11, además, de acuerdo con los parámetros de análisis la velocidad casi se mantiene, el tiempo de demora es de apenas 4 segundos y prácticamente no existe cola, como se observa en la tabla 2.27, dando un nivel de servicio A en todos los carriles.

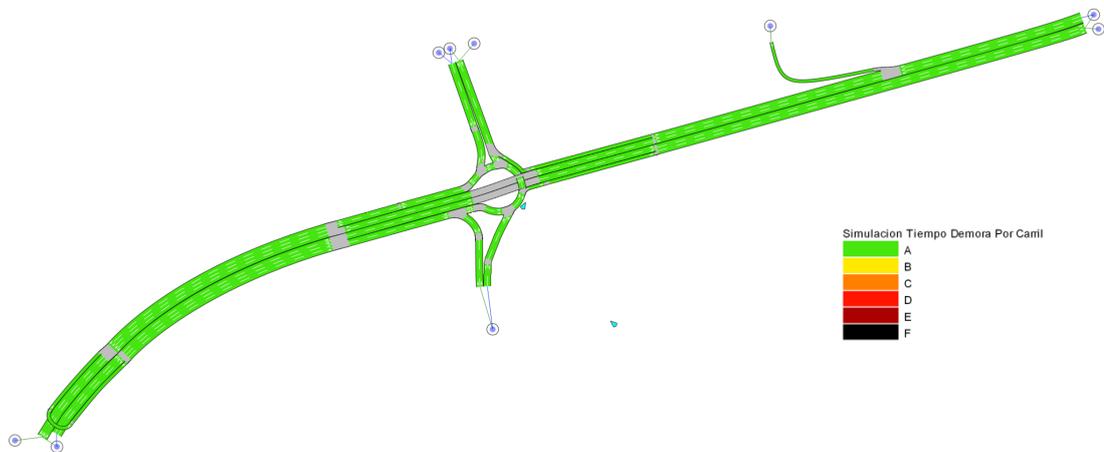


Gráfico 2.11: Nivel de servicio de la primera alternativa en el año 2020

Fuente: Los autores

Tabla 2.27: Parámetros de análisis de la primera alternativa en el año 2020

Parámetro	Valor actual	Valor con la 1 ^{ra} alternativa	Unidad
Cola media	123,70 (+-13,23)	0,45 (0,05)	veh
Tiempo de demora	295,57 (+-26,70)	3,62 (0,10)	seg/Km
Velocidad	17,50 (+-1,52)	86,85 (0,11)	Km/h

Fuente: Los autores

En tanto la segunda alternativa también muestra una mejora total, al igual que en la alternativa anterior, tal como se muestra en la gráfica 2.12 y en la tabla 2.28, mejorando la velocidad, el tiempo de demora y la cola vehicular; sin embargo, al comparar las tablas de parámetros de análisis, esta alternativa es ligeramente inferior frente a la primera.

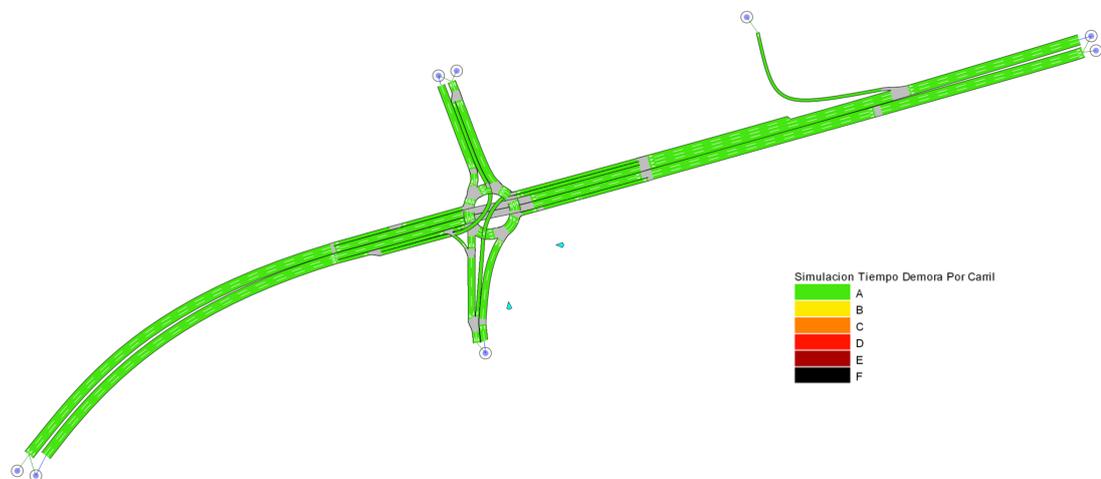


Gráfico 2.12: Nivel de servicio de la segunda alternativa en el año 2020

Fuente: Los autores

Tabla 2.28: Parámetros de análisis de la segunda alternativa en el año 2020

Parámetro	Valor actual	Valor con la 2 ^{da} alternativa	Unidad
Cola media	123,70 (+-13,23)	4,45 (0,25)	veh
Tiempo de demora	295,57 (+-26,70)	9,79 (0,25)	seg/Km
Velocidad	17,50 (+-1,52)	82,14 (0,12)	Km/h

Fuente: Los autores

Luego de haber incorporado las matrices Origen - Destino del año 2045, se evaluó el nivel de servicio en dichas situaciones, obteniéndose los siguientes resultados,

tomando en cuenta que se utilizó la vía Cuzco para reducir la cantidad de vehículos que llegan a la intersección:

En el caso de la primera alternativa, se mantiene un nivel adecuado como se muestra en el gráfico 2.13, adicionalmente, de acuerdo a la tabla 2.29 la velocidad se reduce desde los 90 a los 51 Km/h, la cola es de 35 vehículos y el tiempo de demora es de 44 segundos, dando como resultado un nivel de servicio C según el HCM 2010 (Tabla 1.7: Nivel de servicio en función de los tiempos de demora en intercambiadores). En este modelo, al haber removido una parte del giro del redondel, el nivel de servicio se mantiene adecuado y permite una mejor fluidez tanto en las entradas como en las salidas a los diferentes puntos de acceso.

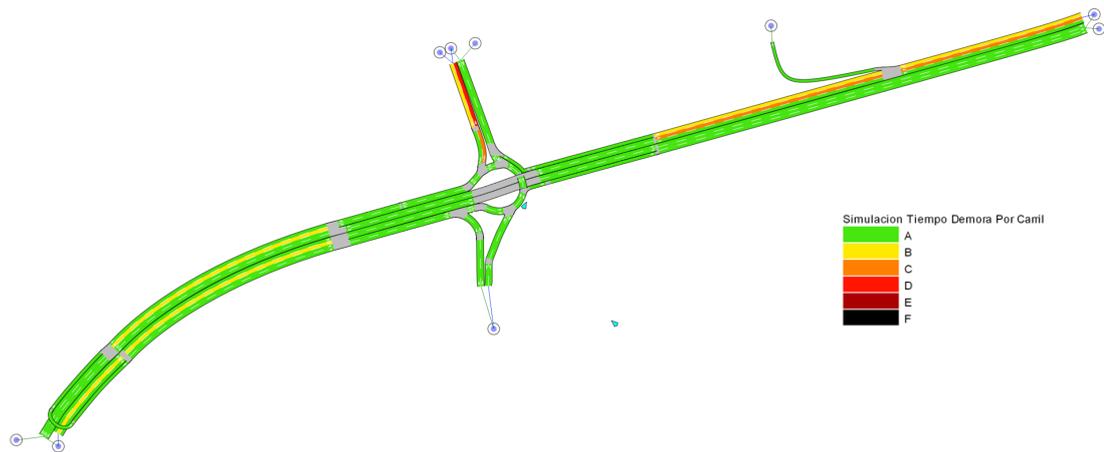


Gráfico 2.13: Nivel de servicio de la primera alternativa en el año 2045

Fuente: Los autores

Tabla 2.29: Parámetros de análisis de la primera alternativa en el año 2045

Parámetro	Valor	Unidad
Cola media	35,48 (+-5,49)	veh
Tiempo de demora	43,49 (+-3,38)	seg/Km
Velocidad	51,32 (+-1,22)	Km/h

Fuente: Los autores

En el caso de la segunda alternativa, el nivel de servicio se mantiene adecuado, como se presenta en el gráfico 2.14, sin embargo es ligeramente inferior con respecto a la anterior alternativa; además como se aprecia en la tabla 2.30, la velocidad se reduce de 90 a 64 Km/h, la cola es de 30 vehículos y el tiempo de demora es de 37 segundos obteniéndose un nivel de servicio C, según el HCM 2010 (Tabla 1.7: Nivel de servicio

en función de los tiempos de demora en intercambiadores), presentando una mayor demora con respecto a la alternativa anterior.

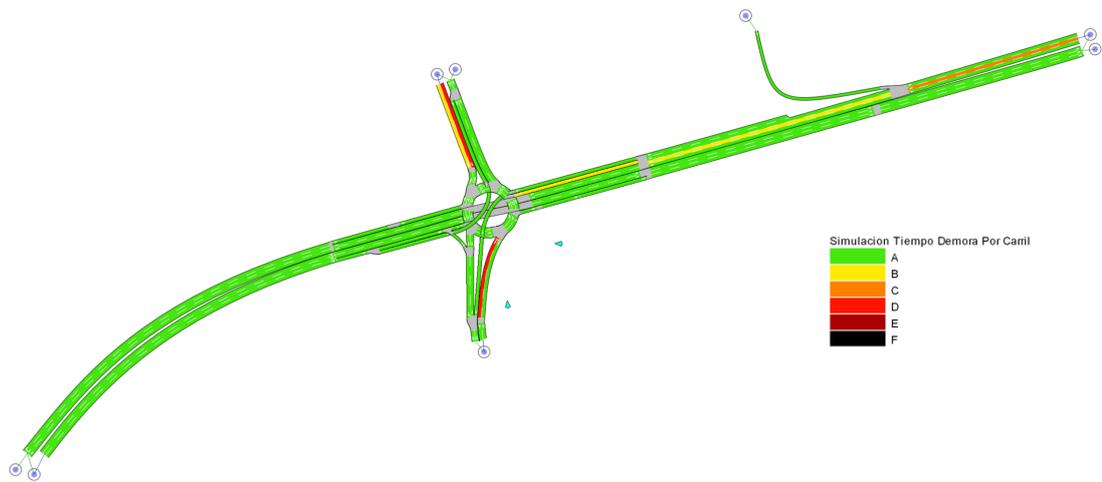


Gráfico 2.14: Nivel de servicio de la segunda alternativa en el año 2045

Fuente: Los autores

Tabla 2.30: Parámetros de análisis de la segunda alternativa en el año 2045

Parámetro	Valor	Unidad
Cola media	30,47 (+-1,80)	veh
Tiempo de demora	36,51 (+-1,19)	seg/Km
Velocidad	63,80 (+-0,34)	Km/h

Fuente: Los autores

De acuerdo con las tablas de análisis, en el año de construcción la alternativa 1 es mejor frente a la 2, sin embargo, en el año horizonte la segunda opción resulta tener un mejor nivel de servicio. Pese a ello, por razones monetarias, se considera que la primera alternativa es más económica en comparación con la segunda ya que cuenta únicamente con un paso elevado y deprimido, mientras que la segunda se mantiene el paso deprimido pero tiene dos pasos elevados para realizar los giros a izquierda desde la autopista hacia la vía Monay y viceversa, y al presentar parámetros no muy distantes en sus valores de cola media, tiempo de demora y velocidad es la razón por la cual se procede a realizar el diseño geométrico de la primera alternativa.

CAPÍTULO 3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE TRÁFICO

Para la elaboración de la mejor alternativa se hizo uso del software de modelación para Ingeniería Civil, AutoCAD Civil 3D. Para dar comienzo con la ejecución se partió de la topografía actual de la intersección, posteriormente se realizaron los alineamientos de los diversos carriles para darle forma a la intersección, luego se realizaron los diseños verticales tomando en cuenta que la altura mínima es de 7 m., y culminando con el diseño de los ensamblajes de los distintos corredores.

Cabe destacar que el diseño geométrico está basado en las normas establecidas por el MOP 2003 y la NEVI 2012, cuyos conceptos son:

- Distancia de visibilidad de parada: es la distancia que requiere un conductor para detener su vehículo cuando surge una situación de peligro o por presencia de un objeto imprevisto delante de su recorrido.

La distancia de visibilidad es la sumatoria de dos parámetros el primero es la distancia de percepción y reacción del conductor (d_1) y el segundo la distancia de frenado (d_2) tal como se puede observar en el grafico 3.1.¹

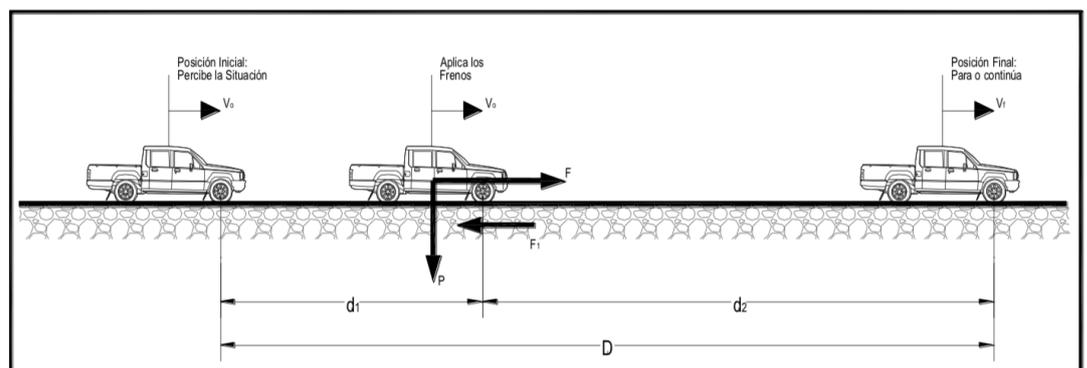


Gráfico 3.1: Distancia de parada

Fuente: NEVI 2012

Las distancias d_1 y d_2 se calculan mediante las siguientes ecuaciones:

$$d_1 = 0,278 vt \text{ (m)} \quad (27)$$

Donde:

v: velocidad inicial en kilómetros por hora.

t: tiempo de percepción y reacción, el mismo que es 2,5 seg.

$$d_2 = \frac{v^2}{254f} \text{ (m)} \quad (28)$$

Donde:

v: velocidad inicial en kilómetros por hora.

f: coeficiente de fricción longitudinal entre la llanta y la superficie de rodamiento.

Cuando se toma en consideración las pendientes utilizamos la siguiente ecuación para calcular la distancia de visibilidad de parada.

$$D = \frac{v^2}{254(f \pm G)} \text{ (m)} \quad (29)$$

Donde:

v: velocidad inicial en kilómetros por hora.

f: coeficiente de fricción longitudinal entre la llanta y la superficie de rodamiento.

G: porcentaje de la pendiente dividida entre 100, siendo positiva la pendiente de ascenso y negativa la de bajada.

- Peralte: es necesario en curvas cerradas para contrarrestar el efecto de las fuerzas centrífugas y el efecto de fricción entre la llanta y el pavimento; depende de diversos factores como: condiciones climáticas, tipo de área, frecuencia de vehículos de baja velocidad y condiciones del terreno.

Se recomienda que el peralte no sea mayor al 12% ya que genera problemas en el proceso constructivo, mantenimiento e incomodidad para el movimiento de los vehículos.²

Los valores de peralte recomendados de acuerdo al tipo de área se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Valores de peralte

Tasa de sobreelevación "e" en (%)	Tipo de área
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: NEVI 2012

- Radio mínimo de curva: es el valor límite que puede llegar a tener una curva para una velocidad de diseño determinada, está relacionado con el peralte máximo y la fracción lateral máxima escogidos para el diseño.³

El radio mínimo en una curva se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$R = \frac{v^2}{(127(e + f))} \quad (30)$$

Donde:

R: Radio mínimo de curva en metros.

e: Tasa de sobreelevación lateral (peralte) en fracción decimal.

f: factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida para la masa perpendicular al pavimento.

V: velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

² Norma NEVI 2012 Volumen 2A, pg. 132

³ Norma NEVI 2012 Volumen 2A, pg. 133

- Sobreebancho en curvas: los sobreebanchos se diseñan en curvas con radios pequeños y carriles angostos para que los vehículos que circulan lo hagan de una manera eficiente, segura, cómoda y económica.⁴

Para determinar el sobreebancho se tienen que considerar los siguientes aspectos:

- En curvas circulares sin transición el sobreebancho se coloca con respecto al borde interno de la calzada.
- En curvas con transición el sobreebancho se divide entre el borde interno y externo de la curva.
- El sobreebancho se tiene que debe distribuir uniformemente en la longitud total de la transición, normalmente en distancias entre 30 y 60 metros.

A continuación, en la tabla 3.2 se presenta los diferentes sobre anchos recomendados.

Tabla 3.2: Sobre ancho de la calzada en curvas circulares (m)

TIPO Radio de Curva (m)	C1							C2							C3						
	Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)						
	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110
1500	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6
1000	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6
750	0	0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8
500	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1
400	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5		0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1		
300	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5			0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1					
250	0.4	0.5	0.5	0.6				0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.2						
200	0.6	0.7	0.8					0.9	1.0	1.1				1.2	1.3	1.3	1.4				
150	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
140	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
130	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
120	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
110	0.7							1.0						1.3							
100	0.8							1.1						1.4							
90	0.8							1.1						1.4							
80	1							1.3						1.6							
70	1.1							1.4						1.7							

Fuente: NEVI 2012

⁴ Norma NEVI 2012 Volumen 2A, pg.140,141

- Pendientes: en los tramos de corte se debe tratar de que la pendiente no sea menor a 0.5%, cuando la pendiente es mayor al 5% se debe realizar en tramos cada 3 kilómetros con tramos de descanso de 500 metros y una pendiente no mayor al 2%, en pendientes mayores al 10% el tramo no debe de ser mayor a los 180 metros, en curvas con radios menores a 50 metros se debe evitar pendientes mayores al 8%.⁵

En la tabla 3.3 se presentan las pendientes máximas para los diferentes tipos de orografía.

Tabla 3.3: Pendientes máximas

Orografía	Terreno Plano	Terreno Ondulado	Terreno Montañoso	Terreno Escarpado
Velocidad (Km/h)				
20	8	9	10	12
30	8	9	10	12
40	8	9	10	10
50	8	8	8	8
60	8	8	8	8
70	7	7	7	7
80	7	7	7	7
90	6	6	6	6
100	6	5	5	5
110	5	5	5	5

Fuente: NEVI 2012

- Vehículo de diseño: es un vehículo cuyo peso, dimensiones y características se utilizan para realizar el diseño geométrico, tomando en cuenta que este vehículo tiene que ser solo uno para todo el proyecto. Para el presente trabajo el vehículo seleccionado es el denominado 3S3, cuyas características se presentan en el grafico 3.2.⁶

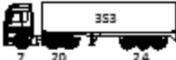
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO PERMITIDO (toneladas)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
				Largo	Ancho	Alto
3S3			48	20,50	2,60	4,30

Gráfico 3.2: Vehículo de diseño

Fuente: NEVI 2012

⁵ Norma NEVI 2012 Volumen 2A, pg. 145

⁶ Norma NEVI 2012 Volumen 2A, pg. 37

Adicionalmente se presenta el gráfico 3.3, en el cual se puede apreciar como se usó el vehículo de diseño para comprobar la geometría vial.

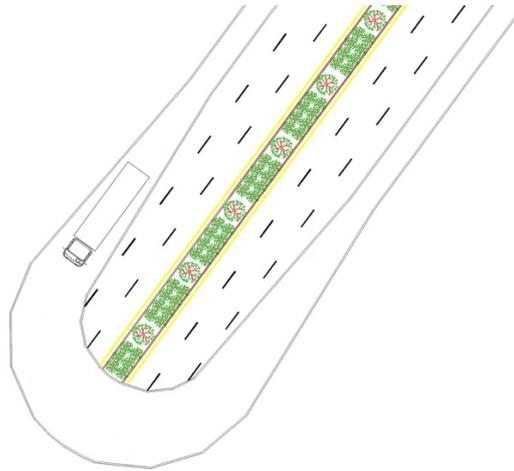


Gráfico 3.3: Vehículo de diseño en el modelo geométrico

Fuente: Los autores

- Velocidad de diseño: es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular por una carretera de manera segura cuando las características atmosféricas como de tránsito son favorables, cuando se ha seleccionado esta velocidad los elementos de la vía deben ser diseñados para la misma.

La velocidad de diseño depende de algunas variables como: las características funcionales que se le quiere dar a la vía, magnitud de las obras y de las condiciones económicas y de seguridad.⁷

La velocidad de diseño seleccionada para este proyecto es de 80 kilómetros por hora.

Lo anteriormente mencionado se resumen en la tabla 3.4, a partir de la cual se ha considerado los parámetros para una carretera Clase 1 en terrenos montañosos (M), mismos que se ajustan a las características del presente proyecto.

⁷ Norma NEVI 2012 Volumen 2A, pg. 55

Tabla 3.4: Valores de diseño recomendados para carreteras

NORMAS	CLASE I 3 000 - 8 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE II 1 000 - 3 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE III 300 - 1 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE IV 100 - 300 TPDA ⁽¹⁾						CLASE V MENOS DE 100 TPDA ⁽¹⁾					
	RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA		
	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M
Velocidad de diseño (K.P.H.)	110	100	80	100	80	60	100	90	70	90	80	50	90	80	60	80	60	40	80	60	50	60	35	25 ⁽²⁾	60	50	40	50	35	25 ⁽²⁾
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	430	350	210	350	210	110	350	275	160	275	210	75	275	210	110	210	110	42	210	110	75	110	30	20	110	75	42	75	30	20 ⁽²⁾
Distancia de visibilidad para parada (m)	180	160	110	160	110	70	160	135	90	135	110	55	135	110	70	110	70	40	110	70	55	70	35	25	70	55	40	55	35	25
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	830	690	565	690	565	415	690	640	490	640	565	345	640	565	415	565	415	270	480	290	210	290	150	110	290	210	150	150	110	110
Peralte	MAXIMO = 10%																		10% (Para V > 50 K.P.H.)						8% (Para V < 50 K.P.H.)					
Coefficiente "K" para:																														
Curvas verticales convexas (m)	80	60	28	60	28	12	60	43	19	43	28	7	43	28	12	28	12	4	28	12	7	12	3	2	12	7	4	7	3	2
Curvas verticales cóncavas (m)	43	38	24	38	24	13	38	31	19	31	24	10	31	24	13	24	13	6	24	13	10	13	5	3	13	10	6	10	5	3
Gradiente longitudinal ⁽³⁾ máxima (%)	3	4	6	3	5	7	3	4	7	4	6	8	4	6	7	6	7	9	5	6	8	6	8	12	5	6	8	6	8	14
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ mínima (%)	0,5%																		6,00						4,00 ⁽⁵⁾					
Ancho de pavimento (m)	7,3						7,3						6,70						6,00						4,00 ⁽⁵⁾					
Clase de pavimento	Carpeta Asfáltica y Homigón						Carpeta Asfáltica						Carpeta Asfáltica o D.T.S.B.						D.T.S.B. Capa Granular o Empedrado						Capa Granular o Empedrado					
Ancho de espaldones ⁽⁵⁾ estables (m)	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5	1,0	1,5	1,0	0,5	0,60 (C.V. Tipo 6 y 7)						---					
Gradiente transversal para pavimento (%)	2,0						2,0						2,0						2,5 (C.V. Tipo 6 y 7)						4,0					
Gradiente transversal para espaldones (%)	2,0 ⁽⁶⁾ - 4,0						2,0 - 4,0						2,0 - 4,0						4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)						4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)					
Curva de transición	USENSE ESPIRALES CUANDO SEA NECESARIO																													
Puentes	Carga de diseño HS - 20 - 44; HS - MOP; HS - 25																													
	Ancho de la calzada (m) SERA LA DIMENSION DE LA CALZADA DE LA VIA INCLUIDOS LOS ESPALDONES																													
	Ancho de Aceras (m) ⁽⁷⁾ 0,50 m mínimo a cada lado																													
Minimo derecho de vía (m)	Según el Art. 3° de la Ley de Caminos y el Art. 4° del Reglamento aplicativo de dicha Ley																													
LL = TERRENO PLANO 0 = TERRENO ONDULADO M = TERRENO MONTAÑOSO																														

- 1) El TPDA indicado es el volumen promedio anual de tráfico diario proyectado a 15 - 20 años, cuando se proyecta un TPDA en exceso de 7 000 en 10 años debe investigarse la necesidad de construir una autopista. (Las normas para esta serán parecidas a las de la Clase I, con velocidad de diseño de 10 K.P.H. más para clase de terreno - Ver secciones transversales típicas para más detalles. Para el diseño definitivo debe considerarse el número de vehículos equivalentes.
- 2) Longitud de las curvas verticales: $L = KA$, en donde K = coeficiente respectivo y A = diferencia algebraica de gradientes, expresado en tanto por ciento. Longitud mínima de curvas verticales: $L_{min} = 0,60 V$, en donde V es la velocidad de diseño expresada en kilómetros por hora.
- 3) En longitudes cortas menores a 500 m. se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, solamente para las carreteras de Clase I, II y III. Para Caminos Vecinales (Clase IV) se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 3% en terrenos montañosos, para longitudes menores a 750 m.
- 4) Se puede adoptar una gradiente longitudinal de 0% en rellenos de 1 m. a 6 m. de altura, previo análisis y justificación.
- 5) Espaldón pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía. (Ver Secciones Típicas en Normas). Se ensanchará la calzada 0,50 m más cuando se prevé la instalación de guarda caminos.
- 6) Cuando el espaldón está pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía.
- 7) En los casos en los que haya bastante tráfico de peatones, usense dos aceras completas de 1,20 m de ancho.
- 8) Para tramos largos con este ancho, debe ensancharse la calzada a intervalos para proveer refugios de encuentro vehicular.
- 9) Para los caminos Clase IV y V, se podrá utilizar $V_0 = 20$ Km/h y $R = 15$ m siempre y cuando se trate de aprovechar infraestructuras existentes y relieve difícil (escarpado).

NOTA: Las Normas anotadas "Recomendables" se emplearán cuando el TPDA es cerca al límite superior de las clases respectivas o cuando se puede implementar sin incurrir en costos de construcción. Se puede variar algo de las Normas Absolutas para una determinada clase, cuando se considere necesario el mejorar una carretera existente siguiendo generalmente el trazado actual.

Fuente: Norma de Diseño Geométrico MOP, 2003, pg. 2-R

Una vez aplicados todos los criterios establecidos por el MOP 2003 y la NEVI 2012, se elaboró el diseño geométrico de la alternativa 1, el cual se expone en los gráficos 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7. Los detalles del diseño geométrico se presentan en los planos anexados (anexo 7).

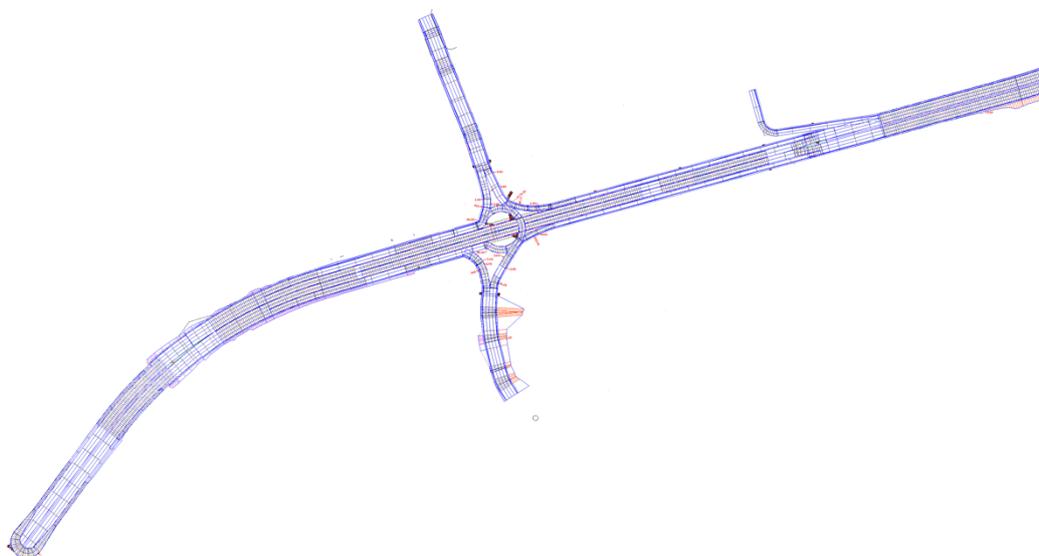


Gráfico 3.4: Diseño geométrico en planta

Fuente: Los autores

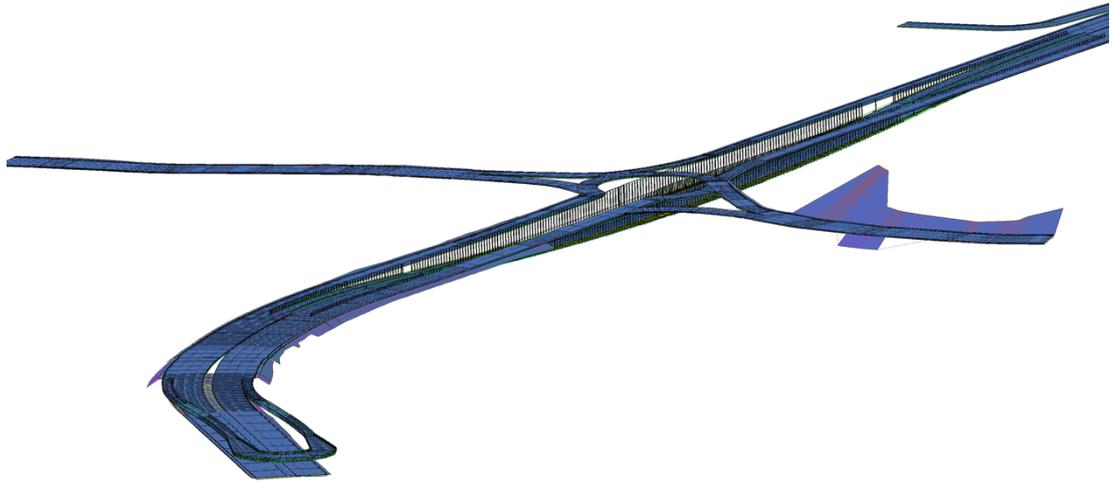


Gráfico 3.5: Diseño geométrico en elevación

Fuente: Los autores



Gráfico 3.6: Vista en 3D de la simulación de la alternativa seleccionada (vista del paso elevado)

Fuente: Los autores



Gráfico 3.7: Vista en 3D de la simulación de la alternativa seleccionada (vista del paso deprimido)

Fuente: Los autores

CONCLUSIONES

Luego de haber analizado los datos obtenidos por medio de los conteos de tráfico durante 24 horas se determinó que la intersección se encuentra saturada y no abastece al tráfico actual, lo cual, además se ve afectado por la gran cantidad de giros que se realizan desde E2 (Vía Monay) hacia S1 (Vía Rápida Cuenca – Azogues), al igual que desde E4 (Vía Baguanchi) hacia S3 (Vía Rápida Cuenca – Azogues), generando grandes demoras y colas vehiculares. Otra causa del congestionamiento es la falta de educación vial por parte de los conductores, pues estos toman indistintamente cualquier carril para realizar todo tipo de movimiento dentro de la rotonda.

Para determinar el nivel de servicio actual se utilizó la metodología planteada por el HCM 2010 y el Software de Simulación Microscópica Aimsun 8.3, obteniendo en ambos casos un nivel de servicio F para la intersección objeto de estudio.

Por lo expuesto anteriormente se plantea una alternativa que mejora sustancialmente el tráfico tanto en condiciones actuales como en el año horizonte. En esta se modifica la geometría del redondel y se construye un paso elevado en la Vía Rápida, que servirá para los retornos Autopista – Autopista, y los giros desde la Vía Monay hacia la Autopista, Baguanchi y retornar nuevamente hacia Monay, con la implementación de un nuevo carril en este tramo. Además, se considera deprimir la autopista 4 carriles, 2 carriles por sentido, se genera un carril exclusivo para el giro desde la Vía Rápida Cuenca – Azogues hacia Monay; mejorando drásticamente el nivel de servicio de la intersección. Sin embargo, hay que considerar que el estudio se realizó netamente desde el punto de vista de tráfico.

Finalmente, se considera que la alternativa planteada es viable, ya que se adapta muy bien a la topografía actual y además es poco intrusiva con las zonas aledañas.

RECOMENDACIONES

Se recomienda la implementación del intercambiador de tráfico que permita una mayor fluidez en la circulación vehicular a través de la intersección. Además, se recomienda la revisión de los volúmenes de tráfico unos años antes de llegar al año horizonte para determinar si se debe implementar alguna mejora, con el fin de seguir manteniendo el nivel de servicio.

BIBLIOGRAFÍA

- Alejando, M. R. I. (2017). Análisis y propuesta de solución integral al congestionamiento vehicular que se produce en la Av . 24 de Mayo y Vía al Valle. *Universidad de Cuenca*, 57.
- Cepeda Cuellar, O. A. (2016). Actualización y Calibración del Modelo de Asignación de Tráfico de Hora Pico para Vehículo Particular y Estudio del Modelo a través del Análisis de Resultados y Sensibilidad. *Universidad Nacional de Colombia Facultad*, 135–136.
- Cerquera, F. Á. (2007). Capacidad Y Niveles De Servicio De La Infraestructura Vial. *Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia*, 1.
- GAD Municipal de Cuenca. (2015). Plan de movilidad y espacios publicos. *GAD Municipal de Cuenca*, 154–157. Retrieved from <http://www.cuenca.gob.ec/?q=content/plan-de-movilidad>
- Guaman, D. (2016). *Diagnóstico Del Problema De Congestión Vehicular En El Intercambiador Fernández Salvador: Intersección Av. Mariscal Sucre, Av. Fernández Salvador Y Calle Melchor De Valdez*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Guisselle, M. (2005). TEMA 05 : INGENIERÍA DE TRÁNSITO. In *Universidad Nacional de Ingeniería* (pp. 14–16).
- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2015). Anuario de Transporte 2015. *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Retrieved from http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Estadisticas_Economicas/Estadistica de Transporte/2015/2015_AnuarioTransportesResultados.pdf
- Instituto Nacional de Vías INVIAS. (2008). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. *Diseño Geométrico y Trazado de Carreteras*, Capítulo 6.
- Llano Díaz, L., & Mosquera Caicedo, V. (2006). El modelo logit una alternativa para medir probabilidad de permanencia estudiantil. *Universidad Nacional de Colombia*, 13.
- Ministerio de Obras Públicas. (2003). Normas de Diseño Geometrico de Carreteras. *Ministerio de Transporte y Obras Públicas Del Ecuador*, 23–A,20.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2012). Volumen No. 2 - Libro A Norma para estudios y diseños viales. *Ministerio de Transporte y Obras Públicas Del Ecuador, Volumen 2A*, 83–85.
- Monsalve Daniel. (2015). *Evaluación De Tránsito, Intercambiador Jose Peralta*. Universidad del Azuay.
- Quezada Bermudez, F. M. (2014). *Propuesta metodológica para la justificación de intersecciones a desnivel*. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Román, B. (2016). Rediseño de la intersección Max Uhle y Paseo de los Cañaris para mejorar su nivel de servicio. *Universidad de Cuenca*, 15.
- Tapia Arandia, J. G., & Veizaga Balta, R. D. (2006). Apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Ingeniería de tráfico. *Universidad Mayor de San Simón*.