UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE VIAS

ANÁLISIS DE MEDIDAS DE BAJO COSTO EN CARRETERAS RURALES DE DOS CANALES.

Casos de Estudio: Troncal 01 Intersección Onia y Troncal 07 Tramo: Escagüey – Mucurubá. Estado Mérida.

www.bdigital.ula.ve

Trabajo para optar al grado de Magíster Scientiae en Ingeniería Vial

Por

Ing. Ingrid Yorlenis Rujano Contreras

2015

C.C. Reconocimiento

INDICE

DEDICATORIA……. i

AGRADECIMIENTOS…… ii

LISTA DE TABLAS……. iv

LISTA DE FIGURAS…… x

LISTA DE SIMBOLOS…… xiii

RESUMEN……. xviii

INTRODUCCION…… 1

CAPITULO I. MARCO CONCEPTUAL……. 3

1.1. Planteamiento del Problema…… 3

1.2. Justificación……. 6

1.3. Objetivos…… 8

1.4. Alcance……. 9

CAPITULO II. MARCO TEORICO……. 10

2.1. Introducción…… 10

2.2. Bases Teóricas..... 15

2.2.1. Definiciones……. 15

2.2.2. Medidas de Bajo Costo……. 23

2.2.3. Capacidad en carreteras de dos canales HCM 2010…….. 47

2.2.4. Capacidad en Intersecciones controladas por pare HCM 2010 64

2.2.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos…… 80

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

CAPITULO III. MARCO METODOLOGICO…… 88
3.1. Consideraciones Generales…… 88
3.2. Tipo de Investigación…… 88
3.3. Diseño de la Investigación…… 89
3.4. Población o Universo de Estudio…… 90
3.5. La muestra de estudio…… 90
3.5.1. Ubicación de Muestra de Estudio Nro. 1…… 91
3.5.2. Ubicación de Muestra de Estudio Nro. 2…… 92
3.6. Medición…… 93
3.6.1. Mediciones en Muestra Nro. 1…… 93
3.6.2. Mediciones en Muestra Nro. 2…… 99
CAPITULO IV. PROCESAMIENTO DE DATOS…… 102
4.1. Consideraciones Generales…… 102
4.2. Codificación y Tabulación de Datos…… 102
4.2.1. Reducción de datos de Volúmenes…… 102
4.2.2. Reducción de datos de Velocidad…… 103
4.3. Técnicas de presentación de los datos…… 104
4.3.1. Muestra Nro. 1…… 104
4.3.2. Muestra Nro. 2…… 129
CAPITULO V. ANALISIS DE LOS RESULTADOS…… 148
5.1. Consideraciones Generales…… 148
5.2. Análisis de la Muestra Nro. 1…… 148
5.2.1. Procesamiento de Datos…… 148
5.2.2. Medidas de bajo costo…… 151
5.2.3. Diseño geométrico conceptual…… 154
5.2.4. Análisis Operacional de la Intersección…… 156
5.3. Análisis de la Muestra Nro. 2…… 162
5.3.1. Procesamiento de Datos…… 163

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

5.3.2. Análisis operacional para carreteras de dos canales. Condición actual…… 164
5.3.3. Medidas de bajo costo…… 172
5.3.4. Diseño geométrico conceptual…… 174
5.3.5. Aplicación de Metodología del HCM 2010 para canales de paso en pendiente en carreteras de dos canales…… 175
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES…… 179
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS…… 184
BIBLIOGRAFIA…… 187
ANEXO I…… 191
ANEXO II…… 195
ANEXO III…… 212
GLOSARIO…… 217

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

LISTA DE TABLAS

2.1 Volumen de Diseño y Capacidad de diferentes carreteras en Canadá y Alemania. ……. 11

2.2 Valores recomendados de Longitud y Espaciamiento de Canales de Paso en función del PDT y tipo de terreno.…… 12

2.3 Definiciones Generales de Nivel de Servicio…… 19

2.4 Directrices para la selección del Nivel de Servicio de diseño.…… 20

2.5 Visibilidad Mínima de Paso.…… 20

2.6 Valores característicos de Longitudes Críticas…….. 21

2.7 Longitud Óptima Canal de Paso para operaciones de Tráfico eficientes…. 25

2.8 Longitud Óptima Canal de Paso para operaciones de Tráfico eficientes en países Europeos……. 28

2.9 Volúmenes de Tráfico que justifican un canal de paso en pendiente…… 29

2.10 Longitudes recomendadas para `Turnouts´ incluyendo la transición……. 34

2.11 Guía para justificar un canal de giro a la izquierda en carreteras de dos canales no reguladas por semáforos…….. 38

2.12 Longitud de deceleración deseable (incluye la longitud de la cuña)…… 39

2.13 Longitudes de diseño típicas en canales de desviación por el hombrillo…… 42

2.14 Longitudes de Diseño para mantener la velocidad de operación de la vía…… 42

2.15 Longitudes Mínimas recomendadas para canal de desviación por el hombrillo…… 43

2.16 Criterios para Niveles de Servicio en Carreteras dos Canales..... 48

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

2.17 Datos de entrada requeridos y valores por defecto para carreteras de dos canales…….. 50
2.18 Criterio para determinar Nivel de Servicio (NS)……. 65
2.19 Intervalo crítico base para Intersecciones controladas por Pare…… 73
2.20 Intervalo entre vehículos sucesivos base para Intersecciones controladas por Pare……..... 74
2.21 Valores de la constante z para varios niveles de confianza…….... 85
2.22 Desviaciones típicas comunes de velocidades puntuales para distintos tipos de tránsito y vía (km/h)…….. 86
4.1 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15. Medición Día Lunes 25/08/2014……..... 105
4.2 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15. Medición Día Martes 26/08/2014..... 106
4.3 Indicadores de Tráfico. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15..... 107
4.4. Volúmenes horarios clasificados. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15. Medición Día Martes 26/08/2014……..... 108
4.5 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía. Medición Día Lunes 25/08/2014……. 110
4.6 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía. Medición Día Martes 26/08/2014..... 111
4.7 Indicadores de Tráfico. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía……..... 112
4.8. Volúmenes horarios clasificados. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía. Medición Día Martes 26/08/2014……..... 113
4.9 Resumen Indicadores de Tráfico. Troncal T001 Intersección Onia……..... 114

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

4.10 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Giro a la izquierda desde Troncal T001 sentido El Vigía – Onia. Medición Día Martes 26/08/2014……. 115
4.11 Indicadores de Tráfico Giro a la Izquierda en Troncal T001 - Intersección Onia…….. 116
4.12 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Giro a la derecha desde Troncal T001 sentido Km. 15 – Onia. Medición Día Martes 26/08/2014…….. 116
4.13 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Giro a la izquierda desde Troncal T001 sentido El Vigía – Onia. Medición Día Martes 26/08/2014…….. 117
4.14 Indicadores de Tráfico Giro a la derecha Onia – El Vigía…….. 117
4.15 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T001 después de Intersección Onia sentido El Vigía – Km. 15…….. 118
4.16 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas sobre la Troncal T001 después de Intersección Onia…….. 120
4.17 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T001 en la Intersección Onia sentido El Vigía – Km. 15…….. 122
4.18 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas sobre la Troncal T001 en la Intersección Onia…….. 124
4.19 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey–Mucurubá. Sentido Mucurubá–Mérida. Medición miércoles 10/09/2014…….. 129
4.20 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mucurubá – Mérida. Medición Día Jueves 11/09/2014…….. 130
4.21 Indicadores de Tráfico. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mucurubá – Mérida…….. 131
4.22 Volúmenes horarios clasificados. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mucurubá – Mérida. Medición Día Jueves 11/09/2014…. 132

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

4.23 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá. Medición Día Miércoles 10/09/2014…… 134
4.24 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá. Medición Día Jueves 11/09/2014…… 135
4.25 Indicadores de Tráfico. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá…….. 137
4.26 Volúmenes horarios clasificados. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá. Medición Día Jueves 11/09/2014…. 137
4.27 Resumen Indicadores de Tráfico. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá…….. 138
4.28 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T007 antes de pendiente crítica, sector Valle Hermoso…… 140
4.29 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas antes de la pendiente crítica para camiones. Sector Valle Hermoso…….. 141
4.30 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T007 en punto crítico. Escagüey…….. 143
4.31 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas en el punto crítico para camiones. Escagüey…….. 144
5.1 Resumen de indicadores de tránsito para el sentido analizado y sentido opuesto…….. 165
5.2 Resumen de factores para ajuste de rata de flujo…….. 168
5.3 Resumen de indicadores de la calidad del servicio en el sub-tramo…… 171

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

LISTA DE FIGURAS

2.1 Longitud Crítica en Pendiente, asumido camión tipo 120 kg/kW y velocidad de aproximación 110 km/h..... 22

2.2 Canal de Paso típico en carreteras de dos canales..... 23

2.3 Esquema de '2+1 roads'..... 27

2.4 Representación de Transiciones para '2+1 roads'. 28

2.5 Longitudes Críticas de pendientes (Datos medios para camiones de 18 tn)..... 31

2.6 Disposición de los canales adicionales en tramos de pendientes fuertes 31

2.7 `Turnout´ típico para aumentar las oportunidades de paso en carreteras de dos canales..... 33

2.8 Elementos que definen la longitud de un canal de giro a la izquierda..... 35

2.9 Criterios para la proporción de canales adicionales de giro a la izquierda..... 36

2.10 Elementos de un canal de almacenamiento..... 37

2.11 Diseño típico de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central..... 40

2.12 Diseño de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Cuña de aproximación de menor longitud..... 41

2.13 Canal de Desviación por el Hombrillo en una intersección en T..... 42

2.14 Canal continuo de giro a la izquierda en dos sentidos `Two-Way Left-Turn Lane´..... 44

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

2.15 Estimación de Reducción de la Demora con canal continuo de giro a la izquierda en dos sentidos en carreteras de dos canales…… 45
2.16 Metodología para carreteras de dos canales…… 52
2.17 Metodología del HCM 2010 para intersecciones controladas por pare… 69
2.18 Esquema de movimientos en intersección en "T"…… 70
2.19 Definición de movimiento en conflicto con el giro a la izquierda desde vía prioritaria…… 71
3.1 Esquema Metodológico…… 89
3.2 Muestra de Estudio Nro. 1 Intersección Troncal 01 – Onia…… 91
3.3 Muestra de Estudio Nro. 2 Escagüey – Mucurubá Troncal T007…… 92
3.4 Planilla tipo de conteos direccionales por movimientos en Intersección… 95
3.5 Planilla tipo de conteos direccionales…… 96
3.6 Croquis de Intersección Troncal 01 – Onia…… 98
4.1 Variación del volumen de tránsito mixto sentido El Vigía – Km 15…… 108
4.2 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido El Vigía – Km. 15. Datos día martes 26/08/2014…… 109
4.3 Variación del volumen de tránsito mixto sentido Km 15 – El Vigía…… 112
4.4 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido Km. 15 – El Vigía. Datos día martes 26/08/2014…… 114
4.5 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales, medidas después de Intersección Onia…… 121
4.6 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales, medidas en la Intersección Onia…… 125
4.7 Geometría de Intersección Onia…… 128
4.8 Variación del volumen de tránsito mixto sentido Mucurubá – Mérida…… 132
4.9 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido Mucurubá – Mérida. Datos día jueves 11/09/2014…… 133
4.10 Variación del volumen de tránsito mixto sentido Mérida – Mucurubá…. 136

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

4.11 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido Mérida – Mucurubá. Datos día jueves 11/09/2014…… 138
4.12 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales medidas, antes de la pendiente crítica. Sector Valle Hermoso…… 142
4.13 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales medidas, en punto crítico. Escagüey…… 145
4.14 Variación de pendientes longitudinales en tramo de vía Escagüey – Mucurubá…… 147
5.1 Configuración de los canales en la intersección Onia. Numeración de cada movimiento…… 157
5.2 Ratas Horarias para los movimientos involucrados en el estudio…… 157
5.3 Demoras en Intersección Onia Trocal T001. (a) Situación actual (b) situación futura…… 162
5.4 Tramo Escagüey - Mucurubá para análisis operacional…… 164
5.5 Sub-tramo para análisis operacional…… 170
5.6 Variación porcentual de las velocidades de recorrido en el tramo Escagüey – Mucurubá. (a) Sin canal de paso (b) con canal de paso…… 177

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

LISTA DE SÍMBOLOS

Canal de giro a la izquierda en ambos sentidos	TWLTL
Capacidad	C
Capacidad potencial del movimiento x	$c_{p,x}$
Constante correspondiente al nivel de confianza deseado	z
Demora	d
Equivalente a vehículos livianos de camiones y buses	E_T
Equivalente a vehículos livianos de camiones recortando velocidad	E_{TC}
Equivalente a vehículos livianos de vehículos recreacionales	E_R
Error tolerable máximo en la media de las velocidades	E
Estimación de la desviación típica de la población de velocidades	Ŝ
Factor de ajuste de ancho de canal y hombrillo	f_{LS}
Factor de ajuste por el impacto del canal de paso en el porcentaje de tiempo en seguimiento	$f_{pl,PTSF}$
Factor de ajuste por geometría de la intersección para el intervalo crítico	$t_{3,LT}$
Factor de ajuste por pendiente para el intervalo crítico	$t_{c,G}$
Factor de ajuste por pendiente para porcentaje de tiempo en seguimiento	$f_{g,PTSF}$
Factor de ajuste por pendiente para velocidad promedio de recorrido	$f_{g,ATS}$

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Factor de ajuste por puntos de acceso	f_{LA}
Factor de ajuste por vehículos pesados para intervalo crítico	$t_{c,HV}$
Factor de ajuste por vehículos pesados para intervalo entre vehículos sucesivos	$t_{f,HV}$
Factor de ajuste por vehículo pesado para porcentaje de tiempo en seguimiento	$f_{HV,PTSF}$
Factor de ajuste por vehículo pesado para velocidad promedio de recorrido	$f_{HV,ATS}$
Factor de ajuste por zona de no adelantamiento para porcentaje de tiempo en seguimiento	$f_{np,PTSF}$
Factor de ajuste por zona de no adelantamiento para velocidad promedio de recorrido	$f_{np,ATS}$
Factor de Distribución Direccional	D
Factor Hora Pico	PHF
Grado de saturación combinado para movimientos recto y de giro a la derecha en vía prioritaria	$x_{i,1+2}$
Intervalo base entre vehículos sucesivos	$t_{f,base}$
Intervalo crítico base	$t_{c,base}$
Intervalo crítico para el movimiento x	$t_{c,x}$
Intervalo entre vehículos sucesivos para el movimiento x	$t_{f,x}$
Longitud anterior del canal de paso	L_u
Longitud del canal de paso	L_{pl}
Longitud posterior del canal de paso dentro de su longitud efectiva	L_{de}
Longitud posterior del canal de paso más allá de su longitud efectiva	L_d
Medida de Capacidad. Vehículo pasajero por hora	vp/h
Nivel de Servicio	NS
Pendiente en porcentaje para el intervalo crítico	G

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Percentil 15	P_{15}
Percentil 50	P_{50}
Percentil 85	P_{85}
Percentil 85 de las velocidades en la curva	S_{85}
Percentil 95 de la longitud de cola	Q_{95}
Período de tiempo del análisis	T
Porcentaje base de Tiempo en Seguimiento en la dirección del análisis	$BPTSF_d$
Porcentaje de Tiempo en Seguimiento	PTSF
Porcentaje de tiempo en seguimiento afectado por la presencia del canal de paso	$PTSF_{pl}$
Porcentaje de Velocidad a Flujo Libre	PFFS
Porcentaje de Tiempo en Seguimiento en la dirección del análisis	$PTSF_d$
Porcentaje de vehículos pesados	%VP
Probabilidad de que el movimiento de giro a la izquierda vía prioritaria esté libre de cola	$p_{0,j}$
Promedio Diario de Tránsito	PDT
Promedio Diario de Tránsito Anual	PDTA
Proporción de camiones y buses	P_T
Proporción de camiones que recortan velocidad	P_{TC}
Proporción de vehículos recreacionales	P_R
Proporción de vehículos pesados para el intervalo crítico	P_{HV}
Proporción de que los vehículos de la categoría 1 no sean bloqueados	$p_{0,j}^*$
Radio de la curva	R_c
Radio de la curva anterior	R_a
Radio de la curva anterior al tramo recto	R_{ar}
Rata de flujo en conflicto con el movimiento 4	$v_{c,4}$
Rata de flujo del movimiento 2	v_2

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Rata de flujo del movimiento 3	v_3
Rata de flujo del movimiento 15	v_{15}
Rata horaria de flujo	v
Rata horaria del movimiento que sigue recto en la vía prioritaria	v_{i1}
Rata horaria movimiento giro a la derecha en la vía prioritaria	v_{i2}
Rata horaria en la dirección del análisis para porcentaje de tiempo en seguimiento	$v_{d,PTSF}$
Rata horaria en la dirección del análisis para velocidad promedio de recorrido	$v_{d,ATS}$
Rata horaria en sentido opuesto para porcentaje de tiempo en seguimiento	$v_{o,PTSF}$
Rata horaria en sentido opuesto para velocidad promedio de recorrido	$v_{o,ATS}$
Rata horaria i para estimación de ATS	$v_{i,ATS}$
Rata horaria i para estimación de PTSF	$v_{i,PTSF}$
Tasa de saturación del movimiento que sigue recto en la vía principal	S_{i1}
Tasa de saturación del movimiento de giro a la derecha de la vía principal	S_{i2}
Velocidad	S
Velocidad base de flujo libre	BFFS
Velocidad de Flujo Libre	FFS
Velocidad medida en campo	S_{FM}
Velocidad Promedio de Recorrido	ATS
Velocidad Promedio de Recorrido en la dirección analizada	ATS_d
Velocidad promedio de recorrido en el segmento del análisis afectado por la presencia del canal de paso	ATS_{pl}
Volumen de la Hora Pico	VHP
Volumen de Tránsito	V

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Volumen Horario de Proyecto Vhp

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

RESUMEN

El estudio de las medidas de bajo costo y su implantación se hacen necesarias en las carreteras rurales de dos canales, debido a que ofrece oportunidades de adelantamiento a los conductores, así como también zonas de refugio, ya sean de descanso o para realizar maniobras de giro a la izquierda, que por lo general representan puntos críticos para los usuarios, aumentando el nivel de servicio de la vía y proporcionando mayor seguridad vial y un menor índice de accidentabilidad. Para el estudio de estas medidas, es necesario conocer las condiciones geométricas existentes del lugar donde se quiera realizar una mejora, lo cual dará las pautas para realizar las mediciones de las variables del tráfico, tales como volumen, velocidad, entre otros. En ocasiones la velocidad de la vía se ve afectada por la presencia de reductores de velocidad, y toda implantación de mejoras debe considerar la eliminación de los obstáculos que tenga la vía; para estos casos las estimaciones analíticas de velocidad resultan convenientes. Los canales de giro a la izquierda representan una solución viable para mejorar los problemas de seguridad vial, que se generan en toda intersección en "T", mejorando el nivel de operatividad de la intersección; también es aplicable el diseño de un canal para desviación por el hombrillo, según lo que demande el estudio de tráfico. Los canales de paso en pendiente, representan una mejora significativa para carreteras de montaña, ya que aumenta la velocidad promedio de recorrido, disminuyendo los tiempos de viaje de los conductores, y brindando seguridad a los usuarios al momento de realizar maniobras de adelantamientos.

www.bdigital.ula.ve

Palabras clave. Adelantamiento, volumen, velocidad, nivel de servicio, canal exclusivo de giro a la izquierda, canales adicional en pendiente, apartaderos.

C.C. Reconocimiento

INTRODUCCION

Las carreteras proporcionan movilidad y acceso a terrenos adyacentes, sin embargo con el incremento en los volúmenes de tráfico las vías se congestionan y la movilidad se pierde, este incremento de volúmenes no sólo ocurre en la vías urbanas sino también en las carreteras rurales, generándose incrementos en los tiempos de viaje, demoras, frustración en el conductor, accidentes, además de un mayor grado de contaminación en el ambiente.

La mayoría de los conductores intentan reducir los tiempos de viajes y las demoras realizando maniobras de adelantamiento de los vehículos que circulan a una menor velocidad. Estas maniobras de paso algunas veces resultan complicadas o riesgosas, sobretodo en sitios donde la distancia de visibilidad de paso es limitada o en donde no existan zonas con oportunidades de adelantamiento, como es el caso en carreteras rurales de dos canales, que en condiciones de altos volúmenes de tráfico, se pudiera generar una colisión frontal entre dos vehículos o más.

www.bdigital.ula.ve

Una serie de medidas se han adoptado en diferentes países del mundo para mejorar las situaciones de adelantamientos en carreteras rurales de dos canales de forma cómoda y segura para los conductores, sin que represente un alto costo de inversión, como lo son las oportunidades de paso o medidas de bajo costo, entre las que se pueden mencionar los canales de paso, canales continuos alternados, canales en pendiente, los apartaderos, entre otros, dichas medidas proveen mayor seguridad para los usuarios de la vía, y pudiera mejorar el nivel de servicio de la carretera.

C.C. Reconocimiento

Las medidas de bajo costo también abarcan soluciones para las intersecciones en "T" en carreteras rurales, como lo son canales exclusivos para giros a la izquierda, canales para giros a la izquierda en ambos sentidos, y desviación por el hombrillo. Del mismo modo también son consideradas medidas de bajo costo, las rectificaciones en la geometría de la vía, colocación de señalización y demarcación, mantenimiento de las obras de arte y de los laterales de la vía.

En el presente trabajo de investigación se quiere dar a conocer distintas mejoras que se pueden realizar a carreteras rurales de dos canales, que sean de alto impacto y de bajo costo de inversión, el efecto de las mismas sobre el nivel de operación de la vía, y que pueden ser aplicadas en cualquier carretera del país.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

CAPITULO I. MARCO CONCEPTUAL

1.1 Planteamiento del Problema

Las carreteras de dos canales a lo largo del tiempo dejan de ser funcionales debido al incremento en los volúmenes de tráfico que circula por estas vías. El incremento del volumen vehicular en carreteras rurales de dos canales afecta la movilidad, generando un problema de congestión, incremento en los tiempos de viajes, demoras, frustración del conductor y accidentes.

La red vial en Venezuela está compuesta en su mayoría por carreteras de dos canales, muchas de ellas prestan niveles de servicio muy bajos, debido a los altos volúmenes de vehículos que circulan, generando demoras considerables para los conductores, así como también incrementando el riesgo de accidentes, ya que se generan maniobras de adelantamiento por parte de los usuarios muchas veces bajo condiciones de geometría precarias, así como también en las proximidades a centros poblados.

www.bdigital.ula.ve

En el Estado Mérida la red vial de carreteras rurales son de dos canales de circulación, excepto dos tramos de la carretera Mérida-El Vigía Local 8; el flujo vehicular ha ido aumentando con el pasar de los años y las carreteras conservan la misma infraestructura bajo las cuales fueron construidas inicialmente. Un ejemplo sería el caso de la Trasandina (Troncal T007) que fue construida durante la dictadura Juan Vicente Gómez e inaugurada en el año 1925; los volúmenes de tráfico para la fecha eran muy inferiores a los que circulan hoy en día, y los requerimientos de diseño geométrico no corresponden a las necesidades actuales.

C.C. Reconocimiento

De igual manera la carretera Panamericana que forma parte de la Troncal T001, fue construida en el gobierno de Marcos Pérez Jiménez e inaugurada en los años 50, en donde los volúmenes de tráfico y vehículos de circulación eran muy diferentes a las condiciones actuales. Todo esto deriva que en ciertas zonas los anchos de calzada sean insuficientes para el paso de dos vehículos a una velocidad determinada, radios de curvatura inadecuados para vehículos pesados, pendientes elevadas generando disminución de la velocidad y demoras, ausencia de zonas de adelantamiento, poca visibilidad, ausencia de paradas, bahías de estacionamientos o refugios, lo que trae como resultado bajas velocidades, vehículos en cola y dificultad en las maniobras de adelantamiento.

En la actualidad el parque automotor se ha incrementado de tal manera que las carreteras rurales principales de acceso a la ciudad de Mérida, como es el caso de la Trasandina y la Panamericana están muy congestionadas, generándose grandes demoras, aunado al hecho del crecimiento poblacional de los pueblos adyacentes a estas carreteras, se crean situaciones de inseguridad y zozobra para los usuarios de estas vías, por ejemplo debido a la falta de canales de giro a la izquierda o a la derecha en intersecciones, vías de servicio para dar acceso a usos del suelo adyacente a la carretera (restaurantes, tarantines, etc.), o al momento de realizar maniobras de adelantamiento por la ausencia de oportunidades de paso, así como también falta de elementos de seguridad vial, y una señalización y demarcación adecuada.

Cuando una carretera rural de dos canales presta un nivel de servicio muy bajo, se considera la posibilidad de ampliar a carretera multicanal para mejorar la operatividad, pero esto implica un costo de inversión muy elevado, que en muchas ocasiones no es factible por el presupuesto disponible o debido a las condiciones topográficas o geológicas en la zona, que además suma un valor agregado de gran importancia al costo de ampliación de la vía. En varios países de Europa, los Estados

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

Unidos, Canadá entre otros, la mayor parte de su red vial está compuesta por carreteras de dos canales, con una gran variedad de mejoras de bajo costo que han ayudado a optimizar el nivel de operación de las mismas, logrando mitigar las demoras, bajas velocidades, vehículos en cola, y mejorando la seguridad vial, sin que implique un costo inversión muy elevado. Entre las medidas están las oportunidades de paso que mejoran el comportamiento del tráfico y alivian la congestión vehicular.

Cuando se habla de Medidas de Bajo Costo en carreteras de dos canales se refiere a aquellas medidas que provean de mayores oportunidades de paso o de adelantamiento, así como también mejoras en la geometría, en los accesos, en la señalización y demarcación, incrementado de esta manera el nivel de seguridad en la vialidad.

Según AASHTO (2011)[1] entre las medidas que se emplean están los canales de paso, canales adicionales en tramos de pendientes fuertes, apartaderos (turnouts), canales de paso continuos alternados (2+1 roads), canales de giro a la izquierda en dos sentidos (two-way left turn lanes), canales de desviación por el hombrillo (bypass lanes), canales de giros a la izquierda (y a la derecha), retornos, canales por el hombrillo.

www.bdigital.ula.ve

Ahora surge la inquietud ¿Se pueden implementar estas medidas de bajo costo en las carreteras rurales de dos canales en Venezuela?

C.C. Reconocimiento

1.2 Justificación

Al aumentar los volúmenes de tráfico que circulan por las carreteras de dos canales se generan los problemas de congestión, que en ocasiones conlleva a la ampliación de la carretera a multicanal, pero considerando que el costo de ampliación de una carretera de dos canales a multicanal es muy elevado; es más factible proponer las Medidas de Bajo Costo.

Entre las medidas para mejorar el comportamiento del tráfico en carreteras de dos canales, están las oportunidades de paso, que en muchas carreteras del país no están implementadas, y al no existir zonas de paso, los conductores intentan disminuir los tiempos de viaje y la congestión, realizando maniobras de adelantamiento que en muchos casos no tienen una adecuada visibilidad, y corren el riesgo de generar una colisión vehicular. También es importante considerar que la falta de demarcación y de señalización genera en los conductores inseguridad, y los lleva a reducir las velocidades, disminuyendo así el nivel de servicio.

www.bdigital.ula.ve

Es importante la implementación de las Medidas de Bajo Costo, tomando en cuenta que en Venezuela la mayor parte de la red vial está compuesta por carreteras de dos canales, y que presentan problemas de seguridad vial a causa del incremento en los volúmenes vehiculares, que generan imprudencias por parte del conductor en su afán de reducir los tiempos de viaje.

Por otra parte, al estudiar el comportamiento de las carreteras de dos canales se abordan los puntos críticos, ya sean de diseño o de influencia del tráfico, y se plantean soluciones que beneficiará al gran volumen de usuarios que circulan por las carreteras venezolanas, así como también a los poblados adyacentes de las carreteras principales del país.

En el Estado Mérida particularmente, se adiciona una dificultad en las carreteras a causa de las condiciones topográficas y geológicas, que de alguna manera limita la

C.C. Reconocimiento

posibilidad de proyectar carreteras multicanales. Por tanto se hace necesario u obligatorio estudiar alternativas que contribuyan a mejorar el nivel de operación de sus carreteras, y que a su vez se reflejaran en un incremento de la seguridad vial, pues los conductores al conocer la existencia de zonas de adelantamiento evitarán realizar maniobras que puedan generar accidentes.

El presente estudio de investigación se justifica por cuanto es necesario implementar en las carreteras de dos canales del país Medidas de Bajo Costo, que contribuyan a prestar un mejor nivel de servicio, aumentando la capacidad de la vía y la seguridad vial, disminuyendo los tiempos de recorrido, las demoras ocasionadas por vehículos pesados, recreacionales o vehículos livianos que viajan a baja velocidad, sin que implique un riesgo para el conductor ni para otros conductores que viajen en sentido contrario.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Analizar Medidas de Bajo Costo en carreteras Rurales de dos canales aplicadas a troncales de la red vial del Estado Mérida.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Examinar las Medidas de Bajo Costo para carreteras rurales de dos canales conocidos en Venezuela y en otros países.
2. Explicar la Metodología del HCM 2010 para carreteras de dos canales.
3. Identificar dos casos particulares de carreteras de dos canales bajo distintas condiciones de tráfico en el Estado Mérida.
4. Determinar las variables indicadoras del tráfico para los casos analizados.
5. Realizar el Análisis Operacional de los casos de estudio empleando el HCM 2010.
6. Comparar diferentes propuestas de Mejoras de Bajo Costo para los casos de estudio.
7. Sugerir el diseño geométrico conceptual de los casos analizados.
8. Contrastar el comportamiento del tráfico en los casos de estudio, tanto en condición actual, como con el planteamiento de mejoras de bajo costo.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

1.4 Alcance

El presente trabajo de investigación se fundamenta en estudiar y analizar Medidas de Bajo Costo en carreteras rurales de dos canales, como los son las oportunidades de paso, mejoras en la geometría, etc., para ser aplicadas en dos casos de estudio en el Estado Mérida, uno en la intersección de Onia ubicada sobre la Troncal T001 en el Municipio Alberto Adriani del Estado Mérida, y el otro en la Trasandina Troncal T007 tramo desde el sector Escagüey hasta Mucurubá; dicho estudio a su vez servirá de herramienta de apoyo para la toma de decisiones al momento de un Proyecto de Mejoras en Carreteras de dos canales en cualquier parte del país, enfocándose en mejorar la operatividad de la carreteras y en la seguridad de los usuarios que circulan en ellas.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

CAPITULO II. MARCO TEORICO

2.1 Introducción

En el siguiente capítulo se presentan los estudios más relevantes, y las bases teóricas que brindan sustento a la presente investigación, los cuales están estructurados de la siguiente manera:

2.1.1 Antecedentes

Frost y Morral (1998)[2] realizaron una comparación y evaluación de ciertas medidas en el diseño geométrico de las carreteras de dos canales en Canadá y Alemania, como son los canales de paso, ampliación del hombrillo, y ampliación de la sección de carretera de dos canales. Los estudios determinaron que las medidas adoptadas por estos países en carreteras de dos canales, ofrecen mejoras en la calidad del nivel de servicio y en la seguridad en estas carreteras, a muy bajo costo de inversión. Para el caso de Canadá encontraron la utilización de los canales de paso para un Promedio Diario de Tránsito Anual (PDTA) en un rango de 8000 - 10000 veh/día, y un Volumen Horario de Diseño (VHD) de 1000veh/h aproximadamente. En Alemania los canales de paso son considerados para rangos de PDTA desde 10000 – 18000 veh/día, al igual que las ampliaciones de la calzada (extra-wide), para una capacidad máxima de 2500 – 3300 veh/h, y con un porcentaje de vehículos pesados superior al 10%; el ancho de diseño mínimo de la sección sería de 12m en longitudes mínimas de 5km, en la Tabla 2.1 se presenta un resumen de volúmenes de diseño y capacidad de carreteras en Canadá y Alemania. La ampliación de la sección (extra-wide) resulta más conveniente de acuerdo al estudio, debido a que

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

las maniobras de adelantamiento podrían realizarse en un tramo más largo que en el caso de un canal de paso. En ambos países diseñan en función de propiciar mayores oportunidades de adelantamiento al conductor, enmarcado en la seguridad vial, y así aliviar los pelotones de vehículos.

Tabla 2.1 Volumen de Diseño y Capacidad de diferentes carreteras en Canadá y Alemania.

Tipo de Carretera		Ancho de la Sección (m)	Volumen de Diseño veh/h	Volumen de Diseño PDTA	Capacidad veh/h	Capacidad PDTA	Velocidad Límite km/h
Carretera dos canales	Canadá	8.0–11.0	670	4500	900	6000	90
	Alemania	8.0	1600	8000	2400	12000	100
Carretera de dos canales ampliada	Canadá [1)]	13.4	1010 (790[2)])	6730 (5270[2)])	1200	8000	90-100
	Alemania	12–13.5	1900	12000	3300	18000	100-120
Carretera dos canales con canales de paso	Canadá [3)]	13.4 - 14.1	1200	8000	2800	18600	100
	Canadá [4)]	15.6	Terreno montañoso 540	Terreno montañoso 3600			90-100
	Alemania	11.5-13	1800	12000	2500	15000	100
Autopista	Canadá [5)]		1640/cn	≈ 10000	2200/cn	› 10000	110
	Alemania		2200/cn	≥ 18000	2600/cn	› 35000	No hay limite

[1)]Terreno llano, 10% vehículos pesados, distribución direccional 60/40, k=0.15; [2)]Terreno ondulado; [3)]Condiciones ideales k=0.15; [4)]15% RVS, 6% vehículos pesados, distribución direccional 60/40, k=0.15; [5)]Condiciones ideales, k=0.15.

FUENTE: Frost, U., Morral, J. 1998. A comparison and evaluation of the Geometric Design practices with Passing Lanes, Wide-Paved shoulders and extra-wide two-lane highways in Canada and Germany. The University of Calgary. Transportation Research Board, Tabla 1, p. 34-4.

En el estado de Texas, Estados Unidos, gran parte de la red vial está compuesta por carreteras de dos canales, con el incremento de los volúmenes de tráfico han incorporado a la geometría los llamados canales de paso, para mejorar el comportamiento del tráfico, los cuales les ha dado resultados satisfactorios en la reducción de demoras, disminución de vehículos en cola, entre otros, a muy bajo

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

costo de inversión. El Instituto de Transporte de Texas promovió desarrollar una Guía de Diseño confiable, fidedigna, basada en estudios experimentales de comportamiento del tráfico y del conductor, analizando a su vez la respuesta a la señalización y demarcación existente, con el fin de optimizar la longitud y espaciamiento entre canales de paso, así como también el ancho del hombrillo, señalización y demarcación. De dicho estudio obtuvieron los valores recomendados mostrados en la tabla 2.2 (unidades convertidas al sistema métrico por el autor). También determinaron un ancho óptimo del canal de paso de 3.60m y ancho de hombrillo entre 1.20 – 1.80 m (Wooldridge y otros, 2001)[3].

Tabla 2.2 Valores recomendados de Longitud y Espaciamiento de Canales de Paso en función del PDT y tipo de terreno.

Promedio Diario de Transito PDT (vpd)		Longitud de Canal de Paso Recomendada (Km)	Distancia entre canales de paso recomendada (Km)
Terreno Llano	Terreno Ondulado		
≤1950	≤1650	1.3 – 1.8	14.5 – 17.7
2800	2350	1.3 – 1.8	6.5 – 8.0
3150	2650	1.9 – 2.4	6.1 – 7.2
3550	3000	2.4 – 3.2	5.6 – 6.5

FUENTE: Wooldridge, M., Messer, C., Heard, B., Raghupathy, S., Parham, A., Brewer, M., Lee, S. (2001). Design guidelines for Passing Lanes on Two-Lane Roadways (SUPER 2). Texas Transportation Institute. Report 4064-1. Tabla 7, pp. 49.

En el mismo orden de ideas, Koorey (2001)[4] investigó y analizó Oportunidades de paso en carreteras rurales de dos canales en Nueva Zelanda, debido al incremento en los volúmenes de tráfico de ese país, para tratar de mantener un nivel de servicio adecuado, enfocando el estudio en las bahías para vehículos lentos (slow vehicle bays o turnouts), que son comúnmente usadas en Nueva Zelanda cuando las condiciones del terreno y de los volúmenes de tráfico no justifican un canal de paso. Como resultado del estudio concluye que de la ubicación de las bahías para vehículos lentos y de la longitud de las mismas, depende ampliamente el comportamiento de la corriente de tráfico, para una operatividad satisfactoria, en donde puedan generarse las maniobras de adelantamiento, disminuyendo la

C.C. Reconocimiento

longitud de los vehículos en cola; asimismo determinó que alrededor del 70%-90% de camiones y vehículos recreacionales hacen uso de las bahías para vehículos lentos; también, que en ciertas ocasiones suele presentarse confusión entre los conductores, debido a que no entienden si es un canal de paso o una bahía para vehículos lentos, por lo que el autor recomienda una longitud máxima de la bahía de unos 300m y ubicadas sólo donde las velocidades sean inferiores a 60km/h.

En Arkansas, Gattis y otros (2003)[5] estudiaron la operatividad de los canales de paso continuos, aquellos que debido a los altos volúmenes de tráfico se proyectan alternados para incrementar las maniobras de adelantamiento. Para este caso se enfocaron en una sección continua de tres canales que forman los canales de paso alternados, llamados en inglés "3-lane alternate passing", estudiando los efectos de la longitud del canal en la velocidad, en las colas, y en los adelantamientos. De acuerdo a este estudio la velocidad está más influenciada por las condiciones geométricas de la vía que por la presencia del canal de paso; la longitud de paso óptima para alcanzar una disminución apreciable de los vehículos en cola de 34% - 48%, varía de 1km – 2km para tasas de flujo de 500vph – 2000vph respectivamente; en cuanto a la ocurrencia de accidentes concluyeron que para volúmenes bajos (<5500veh/día) se refleja una disminución apreciable del índice de accidentes, pero cuando los volúmenes son altos (>6900veh/día), el canal de paso es menos efectivo.

www.bdigital.ula.ve

Der, B. (2003)[6] publicó un estudio realizado acerca de una alternativa adoptada en varios países de Europa, para mejorar las condiciones operativas de las carreteras de dos canales, conocido por el nombre '2+1 roads' (canales de paso continuos alternados), países como Alemania, Finlandia y Suiza, en los cuales esta medida ha ayudado a mejorar el nivel de servicio, hasta dos categorías por arriba que la convencional carretera de dos canales y disminuir considerablemente el porcentaje de accidentes. Para la fecha del estudio Alemania contaba con unos 360Km de 2+1 roads, el cual operaba satisfactoriamente para un PDT (Promedio diario de Tráfico)

C.C. Reconocimiento

de entre 15000-25000 veh/día, con una disminución de la tasa de accidentes del 36% respecto al convencional de carreteras de dos canales; Finlandia con 48km de 2+1 roads, un PDTA (Promedio Diario de Tráfico Anual) de 14000 veh/día y una disminución de accidentabilidad entre el 22-46%; y Suiza con unos 400km de 2+1 roads, con un comportamiento del tráfico efectivo para volúmenes de tráfico de entre 4000 – 20000 veh/día, logró disminuir la tasa de accidentes en un 55% debido a que empleó cables barreras como separadores, en lugar de demarcación en el pavimento como lo hacían en Alemania y Finlandia. Esto constata que el uso de cables de barrera en 2+1 roads como separador de los canales del tráfico corriente, hacen que esta medida sea más efectiva. En el estudio se recomienda el uso de 2+1 roads en terreno planos y ondulados, en terrenos montañosos es más conveniente el empleo de canales adicionales en pendientes positivas o negativas; y también para volúmenes de hasta 1200 veh/h en cada dirección del tráfico.

Asimismo, Potts y Harwood (2004)[7] analizaron el uso de canales de paso en el estado de Missouri en los Estados Unidos, con el fin de demostrar la factibilidad y potencialidad de esta medida en la reducción de demoras, accidentes y mejoras en el nivel de servicio en carreteras rurales de dos canales. En las rutas analizadas encontraron una disminución del Porcentaje de Tiempo en Seguimiento (PTSF) entre el 10-31% con el empleo de canales de paso alternados, en relación a las carreteras convencionales de dos canales que no poseen esta medida, así como también, aumento en los niveles de servicio (NS), como es el caso de una de las rutas que mejoró de NS “C” a NS “A” con la incorporación de los canales de paso. Del mismo modo, la frecuencia de accidentes por año disminuyó entre un 12-24%, a pesar de existir un incremento en los volúmenes de tráfico. Sugieren que la ubicación de los canales de paso debe ser aquella que minimice los costos de construcción, dependiendo de las condiciones topográficas y geométricas de la vía; además de que la longitud óptima de diseño debe estar entre 800m-3200m, longitudes menores a ésta no satisface la demanda de adelantamientos.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

2.2 Bases teóricas

A continuación se presentarán las definiciones pertinentes para el desarrollo de la presente investigación, la descripción de las medidas de bajo costo conocidas en Venezuela y en otros países, así como la Metodología del HCM 2010 para carreteras de dos canales y la Metodología del HCM 2010 para intersecciones no semaforizadas controladas por pare.

2.2.1 Definiciones

2.2.1.1 Carreteras de dos canales

Una carretera de dos canales es una vía no dividida que posee un canal por cada sentido. Adelantar a vehículos lentos, es una maniobra que requiere usar el canal de sentido contrario, esto es posible si la distancia de visibilidad y el volumen opuesto lo permite.

www.bdigital.ula.ve

2.2.1.2 Clasificación de las vías según su ubicación geográfica

Según Andueza (1999)[8] las vías según su ubicación geográfica se clasifican en: vías urbanas las cuales están enmarcadas dentro de áreas urbanas, y en vías rurales que están situadas fuera del área urbana.

2.2.1.3 Clasificación funcional de las vías rurales

Según Andueza (1999)[8] la clasificación funcional de las vías viene dada de la siguiente manera:

- ✓ Autopistas
- ✓ Vías expresas
- ✓ Vías arteriales principales
- ✓ Vías arteriales secundarias
- ✓ Vías colectoras

C.C. Reconocimiento

- ✓ Vías locales

Según AASHTO (2010)[1] la clasificación funcional de las vías es la siguiente:

- ✓ Vías Arteriales Principales
  - o Autopista Interestatal
  - o Autopistas y Vías Expresas
  - o Otras Arteriales Principales
- ✓ Vías Arteriales Secundarias
- ✓ Vías Colectoras Principales
- ✓ Vías Colectoras Secundarias
- ✓ Vías Locales

2.2.1.4 Clasificación oficial

De acuerdo a lo establecido por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (1985)[9] en función de las características socio-económicas de los viajes que se efectúan, las vías rurales se clasifican de la siguiente manera:

www.bdigital.ula.ve

- ✓ Troncales
- ✓ Locales
- ✓ Ramales
- ✓ Sub-ramales
- ✓ Caminos Carreteros

2.2.1.5 Troncales

"Son carreteras que contribuyen a la integración nacional y al desarrollo económico del país; proveen la interconexión regional y la comunicación internacional." (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 1985, pp. 2)[9].

C.C. Reconocimiento

2.2.1.6 Características del tránsito en vías rurales.

El comportamiento del tráfico es muy variable dependiendo del tipo de vía y de la importancia de la misma; para el caso de carreteras rurales debe considerarse que en los días laborables la variación diaria del tráfico no es significativa, el incremento en los volúmenes se dan los días viernes, fin de semana y días festivos; mientras que la variación mensual es más acentuada especialmente en temporada vacacional; por lo general no hay picos horarios, los volúmenes de los camiones son uniformes a lo largo del día (Andueza, 1999)[8].

2.2.1.7 Oportunidades de Paso

Según Koorey (2001)[4], las oportunidades de paso generan beneficios económicos por la reducción de los tiempos de viaje, al reducirse los pelotones de vehículos lo conductores pueden viajar a la velocidad deseada, hasta encontrarse nuevamente atrapados en una cola vehicular que circulan a bajas velocidades. Carreteras de dos canales con oportunidades de paso son más seguras y eficientes, ya que generalmente la sección de la vía es más amplia en donde se encuentra la oportunidad de paso, y los conductores pueden realizar maniobras de adelantamiento sin que esto represente un riesgo. Por tanto, la previsión de oportunidades de paso permite realizar maniobras de adelantamiento seguras y una reducción de los accidentes en las carreteras.

www.bdigital.ula.ve

2.2.1.8 Canales Auxiliares

Los canales auxiliares son canales adicionales que se ubican a lo largo de las carreteras para facilitar maniobras de giros, canales de aceleración, deceleración, canales de adelantamientos o para vehículos que marchan a muy bajas velocidades en tramos con pendientes fuertes. (Highway Geometric Design Guide, 1995)[10].

C.C. Reconocimiento

2.2.1.13 Volumen Horario de Proyecto (Vhp)

Sobre el volumen horario Radelat (2003)[11] expresa lo siguiente:

> …resulta de dividir el número de vehículos que pasan por una sección transversal vial, en un período de tiempo en horas. Los volúmenes horarios son los que se utilizan para diseñar los detalles geométricos de las vías, efectuar análisis de circulación y regular el tránsito. (pp. 68).

2.2.1.14 Factor de Distribución Direccional (D)

Según Andueza (1999)[8] se refiere "al porcentaje de tráfico en la dirección de mayor flujo." (pp. 28).

Según Radelat (2003)[11] refiere que para vías rurales el valor D está comprendido entre 0.55 – 0.80.

2.2.1.15 Volumen de la hora Pico (VHP)

www.bdigital.ula.ve

Según Garber y Hoel (2005)[13] "es el número máximo de vehículos que pasan por un punto en una carretera durante un período de 60 minutos consecutivos." (pp. 94).

2.2.1.16 Factor hora pico (FHP)

"Es una medida de la variación del flujo vehicular durante la hora pico. Se expresa mediante la relación entre el volumen de la hora pico y la máxima rata de flujo durante un movimiento período dentro de esa hora." (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 1985, pp. 32)[9]

El FHP se determina a través de la ecuación 2.1.

$$FHP = \frac{VHP}{vp}$$ **Ecuación (2.1)**

Donde

C.C. Reconocimiento

vp= rata horaria de flujo durante los 15 minutos pico, también llamada rata horaria de flujo pico.

2.2.1.17 Densidad

"Es el número de vehículos que se encuentra en un tramo de longitud unitaria de una vía o un canal en un momento determinado." (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 1985, pp. 32)[9]

2.2.1.18 Nivel de Servicio (NS)

El nivel de servicio es un valor cualitativo que ayuda a determinar la calidad del flujo de la vía. Son seis niveles de servicio desde la A hasta F. Según Garber y Hoel (2005)[13] "expresa el comportamiento de una carretera para volúmenes de tránsito menores que la capacidad." (pp. 341).

Según la AASHTO (2011)[1] el nivel de servicio caracteriza las condiciones de funcionamiento de la vía, en función de la velocidad y los tiempos de viaje, la libertad de maniobra, interrupciones de tráfico, el confort y conveniencia de los usuarios. En la tabla 2.3 se describe de manera global cada nivel de servicio; así como en la tabla 2.4 se muestra una guía para la escogencia del nivel de servicio.

www.bdigital.ula.ve

Tabla 2.3 Definiciones Generales de Nivel de Servicio.

Nivel de Servicio	Condiciones Generales de Operación
A	Flujo Libre
B	Moderado Flujo Libre
C	Flujo estable
D	Limita con el Flujo Inestable
E	Flujo Inestable
F	Flujo Forzado o Paralizado

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Tabla 2-4, p. 2-66.

C.C. Reconocimiento

Tabla 2.4 Directrices para la selección del Nivel de Servicio de diseño.

Clasificación Funcional	Nivel de Servicio recomendado para combinaciones específicas de áreas y tipo de terreno			
	Rural Llano	Rural Ondulado	Rural Montañoso	Urbano y Sub-urbano
Autopista	B	B	C	C o D
Arterial	B	B	C	C o D
Colectora	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Tabla 2-5, p. 2-67.

2.2.1.33 Visibilidad de Paso

Para Carciente (1980)[16] la visibilidad de paso se define:

> Se dice que en un determinado punto de una carretera hay visibilidad de paso cuando la visibilidad en dicho punto es suficiente para que el conductor de un vehículo pueda adelantarse a otro, que circula por la misma vía a una velocidad menor, sin peligro de interferencia con otro vehículo que venga en sentido contrario y que se haga visible al iniciarse la maniobra del paso. (pp. 292).

www.bdigital.ula.ve

Según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (1985)[9] los valores mínimos que deben satisfacer la visibilidad de paso para distintas velocidades de proyectan se indican en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Visibilidad Mínima de Paso.

Velocidad (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Distancia (m)	270	340	420	490	550	610	700	750	830

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). *Normas de Proyectos de Carreteras*. Caracas. Dirección General de Vialidad. Tabla 3-1.2, pp. 118.

C.C. Reconocimiento

2.2.1.34 Velocidad crítica

En relación a la velocidad crítica, Andueza (1999)[8] señala:

> Cuando por efecto de la pendiente y su longitud la velocidad de los camiones disminuye hasta un valor tal que se aleja mucho de la velocidad promedio de los demás vehículos, se originan problemas de adelantamiento, seguridad, comodidad y disminución del nivel de servicio, se dice entonces que ha alcanzado la velocidad crítica. (pp. 116).

De acuerdo al Ministerio de Transporte y Comunicaciones (1985)[9], considera que se alcanza la velocidad crítica cuando los camiones disminuyen 25 km/h respecto a su velocidad en el tramo.

Según AASHTO (2011)[1] la velocidad crítica es aquella donde los vehículos pesados presentan una reducción de la velocidad promedio de 15 km/h.

2.2.1.35 Longitud crítica en pendiente

www.bdigital.ula.ve

Es la longitud de la pendiente en donde ocurre la velocidad crítica. Al diseñar una vialidad debe considerarse que la longitud de las pendientes sean inferiores a la longitud crítica, para evitar problemas de seguridad, adelantamientos, y disminución del nivel de servicio (Andueza, 1999)[8].

Según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (1985)[9] la longitud crítica en pendiente es aquélla que genera reducciones de velocidad en los vehículos de 25km/h; en la tabla 2.6 se muestran valores característicos de acuerdo a la norma venezolana.

Tabla 2.6 Valores característicos de Longitudes Críticas.

Pendiente (%)	3	4	5	6	7	8
Longitud crítica (m)	500	350	245	200	170	150

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). *Normas de Proyectos de Carreteras*. Caracas. Dirección General de Vialidad. Tabla 3-3.4, pp. 161.

C.C. Reconocimiento

Según la AASHTO (2011)[1] la longitud crítica representa la longitud máxima que se le puede asignar a una pendiente, sin que el vehículo pesado opere con una excesiva reducción de la velocidad; longitudes menores a ésta dan como resultado un nivel de operación aceptable en el rango de velocidades deseado. Para el caso en que las longitudes en pendiente sean superiores a la longitud crítica, debe considerarse disminuir la pendiente del tramo o plantear canales adicionales (ver figura 2.1).

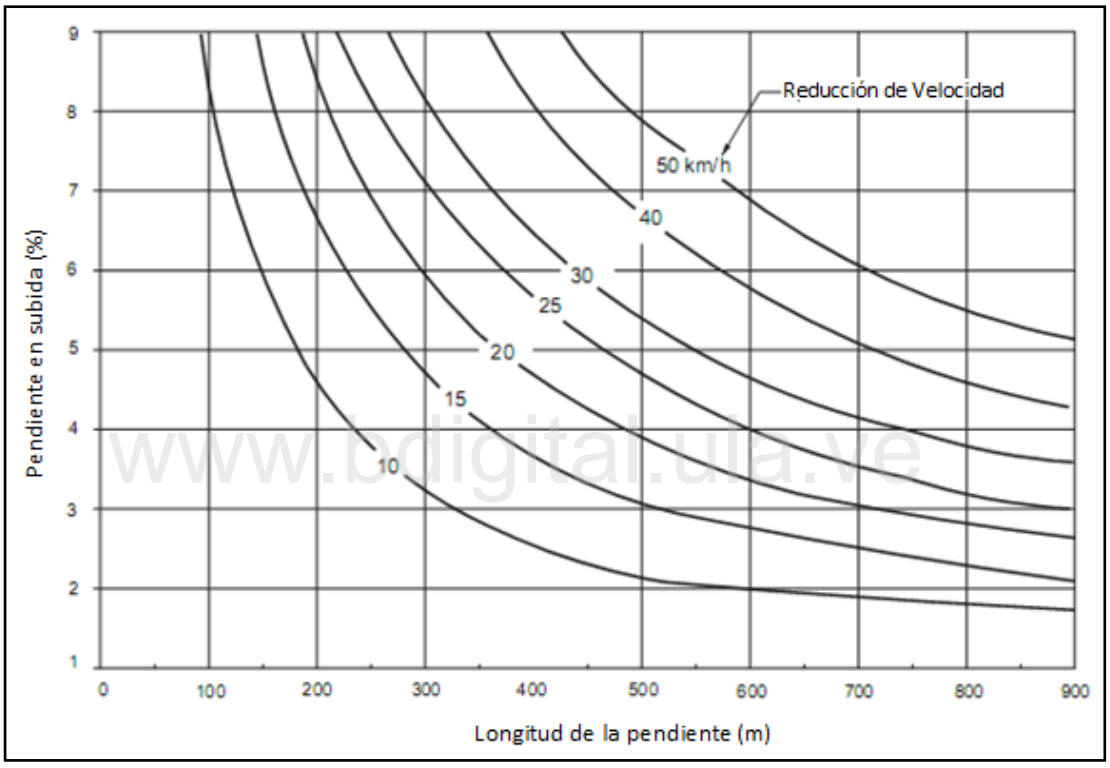


Figura 2.1 Longitud Crítica en Pendiente, asumido camión tipo 120 kg/kW y velocidad de aproximación 110 km/h.

FUENTE: AASHTO, (2011). Figura 3-28, p. 3-123.

C.C. Reconocimiento

2.2.2 Medidas de bajo costo

Las medidas de bajo costo en carreteras rurales de dos canales, permiten mejorar el nivel de operación de la vía, aumentando la seguridad de los usuarios al brindar oportunidades de adelantamiento a lo largo de las carreteras. Dentro de las medidas de bajo costo que se estudiarán están los canales de paso, canales de paso continuos alternados, canales adicionales en pendiente, apartaderos, canales de giro a la izquierda, canales de desviación por el hombrillo, canales de giro a la izquierda en dos sentidos, corrección de la geometría, señalización y demarcación.

2.2.2.1 Canales de Paso

Un canal de paso es un canal adicional que puede diseñarse en una o en ambas direcciones del tráfico en una carretera rural de dos canales, con el fin de mejorar las oportunidades de adelantamientos de forma segura (Gattis y otros, 2003)[5].

www.bdigital.ula.ve

Según Potts y Harwood (2004)[7] estiman que los canales de paso pueden mejorar las condiciones operativas del tráfico en carreteras rurales de dos canales, rompiendo la secuencia de vehículos en cola y reduciendo las demoras causadas por inadecuadas oportunidades de paso, reduciendo así el número de accidentes; en la figura 2.2 se muestra planta típica de un canal de paso.

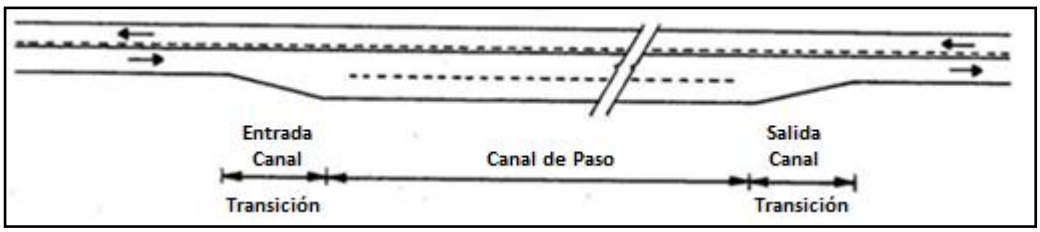


Figura 2.2 Canal de Paso típico en carreteras de dos canales.

FUENTE: Potts, I., Harwood, W. (2004). Benefits and Design/Location criteria for Passing Lanes. Research, Development and Technology Midwest Research Institute. RDT 04-008. Figura 1, pp. 5.

C.C. Reconocimiento

Investigaciones indican que los canales de paso se justifican cuando existen PDT entre 1000veh/d – 6200veh/d en ambas direcciones, dependiendo de las condiciones topográficas, costos, y nivel de servicio deseado (Wooldridge y otros, 2001)[3].

Según U.S. Department of Transportation (2014)[17], se establece que los canales de paso pueden ser usados en terrenos llanos u ondulados, cuando existan restricciones de adelantamientos a causa de visibilidad limitada y altos volúmenes de tráfico, considerados para PDT superiores a 2000 veh/d, incluidos los vehículos pesados y recreacionales. Es deseable ubicar los canales de paso en terrenos ondulados en secciones de la carretera de poca visibilidad, a pesar de que resulte más costoso que en secciones a nivel; recomienda una distancia mínima de visibilidad del canal de paso de 300m.

AASHTO (2011)[1], estima que los canales de paso deben tener una longitud suficiente, que permita a varios vehículos en cola adelantar al vehículo lento antes de retornar a la sección normal de la vía; la longitud mínima es de 300m excluyendo las transiciones; la longitud óptima debe estar entre 800m – 3200m. El ancho del canal adicional normalmente es el mismo ancho del canal de la vía, con un hombrillo de al menos 1.2m. La longitud de la transición de salida del canal de paso puede ser determinada por medio de la ecuación 2.2 para velocidades de 70 km/h o mayores; se emplea la ecuación 2.3 para velocidades inferiores a 70 km/h. Canales de paso con longitud inferiores a los 400m no son efectivos en reducir los pelotones de vehículos ni las demoras. En la Tabla 2.7 se presentan las longitudes óptimas de diseño.

www.bdigital.ula.ve

$$Lts = 0.62\,WS \qquad S \geq 70km/h$$ **Ecuación (2.2)**

$$Lts = \frac{WS^2}{155} \qquad S < 70km/h$$ **Ecuación (2.3)**

Donde

C.C. Reconocimiento

Lts = longitud de transición de salida en m.

W= ancho del canal de paso en m.

S= velocidad en km/h.

La longitud recomendada para la transición de entrada al canal de paso, es 2/3 la longitud de la transición de salida.

Tabla 2.7 Longitud Óptima Canal de Paso para operaciones de Tráfico eficientes.

Rata de flujo 1 sentido (veh/h)	Longitud del Canal de Paso (km)
100 – 200	0.8
201 – 400	0.8 – 1.2
401 – 700	1.2 – 1.6
701 – 1200	1.6 – 3.2

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Tabla 3-31, p. 3-135.

May (1991)[18] concluye que el número de adelantamientos, la reducción de la demora y la disminución de los tiempos de viajes, depende directamente de la longitud del canal de paso, por lo que sugiere que longitudes entre 400 m – 1200 m son más efectivas para el mejoramiento del comportamiento del tráfico.

www.bdigital.ula.ve

Según Enberg y Pursula (1997)[19] luego de diversos análisis concluyeron que la longitud óptima de los canales de paso estaba en función de la rata de flujo. Para ratas de flujo bajas alrededor de 500 vph la longitud óptima sería de 1km o menos; para valores intermedios de 1000 vph la longitud estiman sea de 1.5km, y para ratas de flujo altas alrededor de 2000 vph, sugieren una longitud del canal de paso de 2km.

Al momento de seleccionar la ubicación de los canales de paso se debe considerar lo siguiente: minimizar los costos de construcción; los canales de paso deben estar ubicados en zonas donde la geometría de la vía limite las maniobras de adelantamientos; debe haber una adecuada distancia de visibilidad del inicio de la

C.C. Reconocimiento

transición de entrada al canal de paso; evitar intersecciones principales con altos volúmenes de tráfico; evitar tramos de bajas velocidades debido a la presencia de curvas horizontales debido a que el adelantamiento puede ser inseguro; evitar puentes; considerar canales de paso en terrenos llanos cuando la demanda de adelantamientos exceda la oferta de oportunidades de paso (Harwood y Hoban, 1987)[20].

Cuando se diseñan canales de paso para mejorar las condiciones del tráfico a lo largo de un tramo en carreteras de dos canales, es conveniente construirlos sistemáticamente a intervalos regulares. El espaciamiento típico de los canales de paso está entre 5 – 15 km, aunque esto depende de las condiciones del tráfico, de la disponibilidad del derecho de vía, y de las oportunidades de paso existentes (Illinois Department Transportation, 2010)[21].

La importancia del espaciamiento entre los canales de paso, es tal, que los mismos pueden funcionar como un sistema coordinado y de esta manera ser capaz de dispersar los vehículos en cola, y así disminuir los tiempos de viaje en el sistema. Estos espaciamientos se determinan en función del comportamiento del tráfico corriente abajo del canal de paso, de manera que en la zona donde comience a formarse los pelotones de vehículos, debe instalarse otro canal de paso; el espaciamiento está alrededor de 4.8 km – 12.8 km (Mutabazi, Russell y Stokes, 1999)[22].

www.bdigital.ula.ve

Estudios experimentales realizados en el estado de Texas arrojaron que se debía promover un plan educativo para que el conductor interpretara de manera correcta la señalización y demarcación impuesta en los canales de paso, ya que en muchas ocasiones el vehículo que se desplaza a baja velocidad, no cede el paso y se mantiene en el canal de adelantamiento (Wooldridge y otros, 2001)[3].

Configuración de los Canales de Paso

C.C. Reconocimiento

Potts y Harwood (2004)[7] refieren que cuando las condiciones de tráfico conllevan al diseño de canales de paso ubicados sistemáticamente a intervalos regulares, el diseño es variable y existen varias configuraciones para los mismos, como se muestra en el anexo I-1. En el anexo I-2 se explican las aplicaciones típicas para cada configuración.

Es importante destacar que estas configuraciones de canales de paso se diseñan, cuando resulta muy costoso ampliar la carretera a cuatro canales, y no se dispone de los recursos necesarios para ello.

2.2.2.2 Canales de Paso continuos alternados '2+1 roads'

Se trata de un tramo de vía rápido de doble sentido de circulación compuesta por tres carriles, dos para circulación y uno para adelantamiento que se presenta al usuario de forma alternada cada pocos kilómetros. Según Herrstedt (2001)[23] el propósito de '2+1' es mejorar las oportunidades de adelantamiento haciendo más fácil y cómoda la maniobra para los conductores, mejorando así la seguridad vial, disminuyendo la tasa de accidentes, ya que genera menos situaciones de estrés sobre los conductores.

www.bdigital.ula.ve

En la figura 2.3 se muestra una representación de los canales de paso continuos alternados.

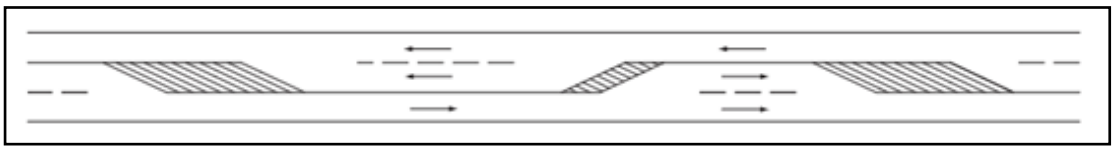


Figura 2.3 Esquema de '2+1 roads'.

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Figura 3-33, p. 3-136.

Pueden ser usados en carreteras de dos canales con altos volúmenes de tráfico, que no exceda una tasa de flujo de 1200 veh/h por sentido de circulación, obteniéndose

C.C. Reconocimiento

una mejora en el nivel de servicio, de hasta dos categorías por encima de la condición operativa de la vía; el '2+1' solo debe ser diseñado en carreteras en terrenos llanos y ondulados, en zonas montañosas no es aplicable; las transiciones de entrada y salida, se diseñan bajo los mismos criterios de los canales de paso, y se debe considerar una separación entre las corrientes de tráfico opuestas, de al menos 1.20m (AASTHO, 2011)[1].

Según Derr (2003)[6], en función a diversas investigaciones realizadas en varios países de Europa, las transiciones a diseñar pueden considerarse crítica y no crítica; la transición crítica es corriente abajo y la no crítica ubicada corriente arriba del canal de paso; en la tabla 2.8 se resumen los criterios adoptados en esos países.

Tabla 2.8 Longitud Óptima Canal de Paso para operaciones de Tráfico eficientes en países Europeos.

Países Europeos	Longitud del canal de Paso (km)	Transición Crítica (m)	Transición No Crítica (m)	Separación Canales opuestos (m)
Alemania	1.0 – 1.4	180	30 – 50	0.5 – 1.0
Finlandia	1.5	500	50	0.5 – 0.7
Suiza	1.0 – 2.0	300	100	1.25 – 2.0

www.bdigital.ula.ve

En la siguiente figura 2.4 se muestra el esquema de los canales de paso continuos alternados.

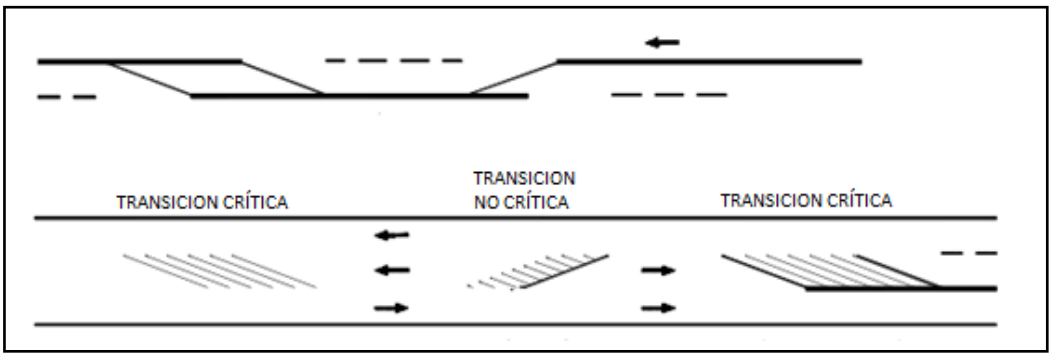


Figura 2.4 Representación de Transiciones para '2+1 roads'.

Derr, B. (2003). Application of European 2+1 Roadway Designs. Transportation Research Board. Number 275. Figura 4, pp. 6.

C.C. Reconocimiento

2.2.2.3 Canales adicionales en pendientes

De acuerdo a CSIR (2000)[24] los canales adicionales en pendiente son utilizados para la circulación de vehículos lentos en tramos de pendientes fuertes, reduciendo la congestión en la corriente de tráfico. Se emplean para mejorar el nivel de servicio en un tramo de vía, y se justifican basándose en la velocidad y el volumen de tráfico; el primero en función de la reducción de 20km/h o más, y el segundo criterio de acuerdo a lo mostrado en la tabla 2.9.

Tabla 2.9 Volúmenes de Tráfico que justifican un canal de paso en pendiente

Pendiente	Volumen Horario de Diseño (veh/h)	
	5% de camiones	10% de camiones
4	632	486
6	468	316
8	383	257
10	324	198

Fuente: CSIR Building and Construction Technology. (2000). Guidelines for Human Settlement Planning and Design. Pretoria. Tabla 7.17, pp. 19.

www.bdigital.ula.ve

En carreteras de dos canales, el nivel de servicio y la seguridad de operación son afectadas por la frecuencia de oportunidades de adelantamientos, así como también por la presencia de vehículos pesados a velocidades muy bajas en tramos de pendientes largas. Debido a los numerosos accidentes ocurridos en tramos en pendientes, los canales adicionales son comúnmente usados en los proyectos de carreteras así como en carreteras existentes, porque brindan seguridad a los usuarios (Highway Geometric Design Guide, 1995)[10].

Según AASHTO (2011)[1] para carreteras con bajos volúmenes de tráfico, en donde un vehículo es demorado ocasionalmente, no se justifica económicamente la construcción de canales adicionales; en tal caso se debe considerar el diseño de un apartadero (turnout) para la reducción de estas demoras.

C.C. Reconocimiento

2.2.2.3.1 Consideraciones de Diseño según Norma Venezolana de proyectos de carreteras MTC (1985)[9]

Cuando con las condiciones geométricas del tramo se exceden los volúmenes previstos, o cuando para las condiciones del tránsito las longitudes necesarias exceden los límites críticos, se recomienda la inclusión de canales adicionales. Se deben considerar los siguientes criterios de diseño:

- ✓ El punto donde comienza el canal adicional será aquel en donde el vehículo reduce su velocidad entre 15 – 25 km/h, emplear Figura 2.5.
- ✓ Las transiciones de entrada y salida al canal adicional deben cumplir la relación 15:1.
- ✓ El canal adicional llegará al menos a 150 m más allá del punto en donde termina la pendiente fuerte y la pendiente longitudinal de la vía sea de 2%, incluyendo en esta distancia la reducción gradual del canal.
- ✓ El ancho del canal adicional debe ser de al menos 3.60 m.
- ✓ El hombrillo debe tener un ancho mínimo de 1.20 m. En la figura 2.6 se muestra el esquema de los canales adicionales.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

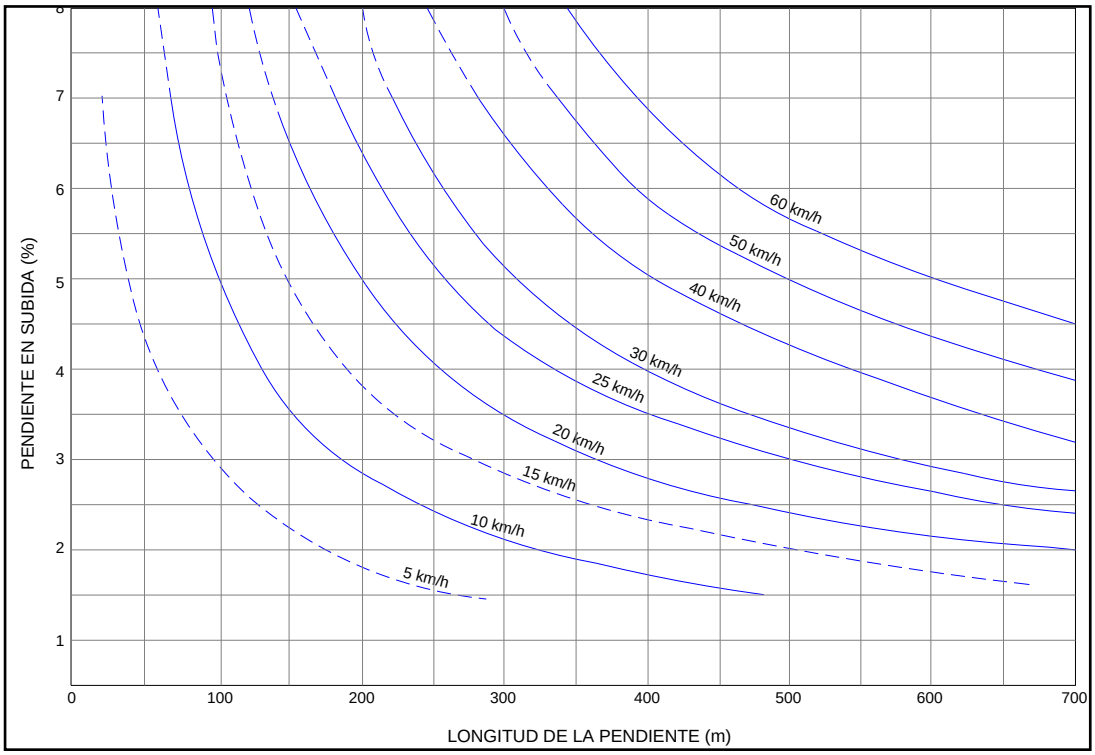


Figura 2.5 Longitudes Críticas de pendientes (Datos medios para camiones de 18 tn)

www.bdigital.ula.ve

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). Normas de Proyectos de Carreteras. Caracas. Dirección General de Vialidad. Figura 3-3.4, pp. 164.

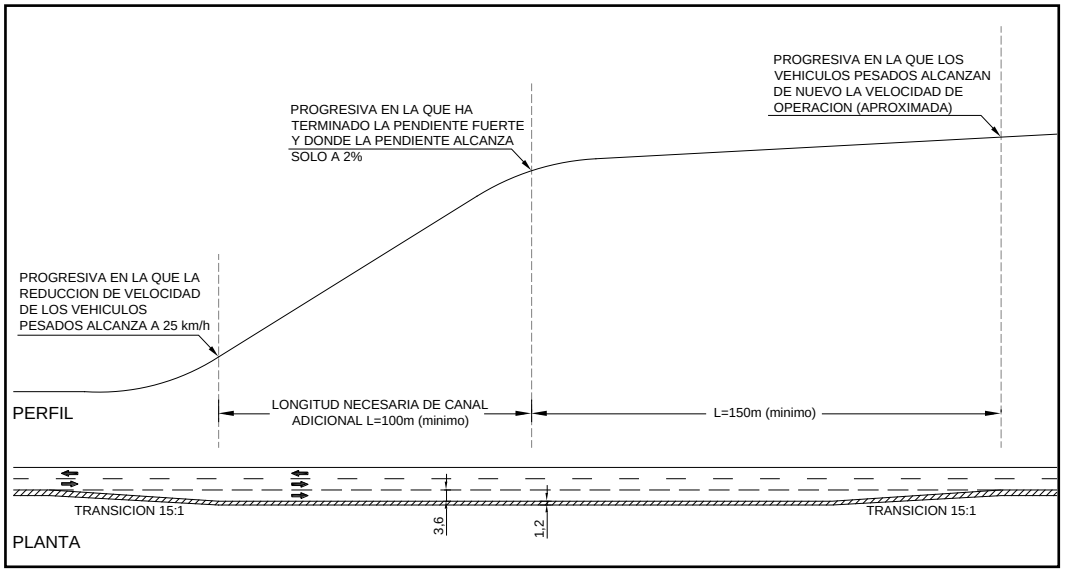


Figura 2.6 Disposición de los canales adicionales en tramos de pendientes fuertes.

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). Normas de Proyectos de Carreteras. Caracas. Dirección General de Vialidad. Figura 3-3.5, pp. 166

C.C. Reconocimiento

2.2.2.3.2 Consideraciones de Diseño según AASHTO 2011[1]

De acuerdo a lo establecido por la AASHTO (2011), un canal adicional en pendiente se justifica si se cumple al menos uno de los siguientes criterios:

- ✓ la tasa de flujo en el tramo de vía en pendiente sea superior a 200 veh/h,
- ✓ la tasa de flujo de camiones sea superior a 20 veh/h,
- ✓ una de las siguientes condiciones exista:
    - una reducción de velocidad en el tramo de al menos 15km/h. Esta condición se evalúa a partir de la longitud crítica determinada por medio de la figura 2.6 para una reducción de velocidad de 15 km/h. Si la longitud crítica es superior a la longitud de la pendiente, requiere canal adicional.
    - que el nivel de servicio existente sea E o F. Se evalúa por medio de la metodología de capacidad presentada por el HCM 2010.
    - que se presente una reducción del nivel de servicio en el tramo en pendiente de dos o más categorías. Se evalúa por medio de la metodología de capacidad presentada por el HCM 2010.

www.bdigital.ula.ve

Adicionalmente, también puede justificarse si existe un alto índice de accidentes.

Según AASHTO (2011)[1] en el diseño de los canales adicionales se debe cumplir:

- ✓ El punto de inicio del canal adicional depende de la velocidad de aproximación al tramo en pendiente y de las restricciones de visibilidad. Para el caso en donde no hayan restricciones de visibilidad, el punto óptimo es aquel en donde el vehículo experimenta una reducción de la velocidad de 15km/h (longitud crítica medida desde el punto más bajo de la pendiente), figura 2.6.
- ✓ La transición de entrada al canal en pendiente debe cumplir una relación 25:1 y debe tener una longitud de al menos 90m.

C.C. Reconocimiento

- ✓ La transición a la salida del canal en pendiente debe cumplir una relación 50:1 y debe tener una longitud de al menos 180m.
- ✓ El canal adicional debe prolongarse más allá del punto donde termina la pendiente fuerte, tomando en cuenta la distancia de visibilidad de paso y por lo menos 60 m adicionales a la misma.
- ✓ El ancho del canal adicional debe ser de al menos 3.60 m.
- ✓ El hombrillo debe tener un ancho mínimo de 1.20 m.

2.2.2.4 Apartadero `Turnout´

Harwood y Hoban (1987)[20] definen `turnout´ como una ampliación de la calzada o bahía, para que los vehículos que circulan a baja velocidad salgan del canal y así permitan que otros conductores en cola realicen maniobras de adelantamientos (ver representación en figura 2.7). Cuando los vehículos que realizan el adelantamiento son uno o dos, el conductor lento se incorpora sin inconvenientes al canal, en el caso en que sean varios vehículos en adelantamientos, éste debe parar y esperar tener la oportunidad para incorporarse.

www.bdigital.ula.ve

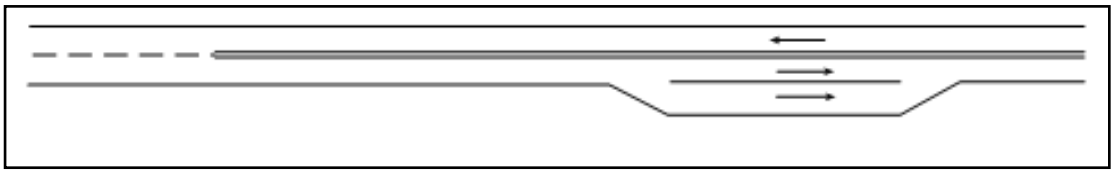


Figura 2.7 `Turnout´ típico para aumentar las oportunidades de paso en carreteras de dos canales.

FUENTE: Highway Capacity Manual, 2010. Transportation Research Board. Figura 15-A1, p. 15-60

Turnout es comúnmente usado en carreteras de bajos volúmenes o de topografía accidentada, en donde construir un canal adicional representa un costo muy elevado, y donde los pelotones de vehículos no sean frecuentes. Para el caso de ser usado en carreteras de montaña, el porcentaje de vehículos pesados o recreacionales no debe exceder el 10%. La longitud del `turnout´ incluyendo las

C.C. Reconocimiento

transiciones de entrada y salida, no debe ser menor de 60m, incluso en carreteras de velocidades muy bajas, ni superior a 185m para evitar el uso del mismo como un canal de paso, en la Tabla 2.10 se muestran las longitudes recomendadas. El ancho del `turnout´ será entre 3.6m – 5.00m y la distancia de visibilidad al mismo debe ser de al menos 300m (AASHTO 2011)[1].

Tabla 2.10 Longitudes recomendadas para `Turnouts´ incluyendo la transición.

Velocidad de Aproximación (km/h)	Longitud mínima (m)
30	60
40	60
50	65
60	85
70	105
80	135
90	170
100	185

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Tabla 3-32, p. 3-139.

www.bdigital.ula.ve

Los `Turnouts´ pueden ser usados en cualquier carretera de dos canales, teniendo la precaución de no diseñarlos intercalados con canales de paso en la misma vía; un `turnout´ bien diseñado se espera que proporcione entre un 20% - 50% de adelantamientos que pudieran ocurrir en 1.6 km de canal de paso en terreno plano, operando de forma segura para los usuarios (Highway Capacity Manual, 2010)[25].

2.2.2.5 Canales de giro a la izquierda

Los canales de giro a la izquierda se generan de la necesidad de proporcionar mayor seguridad a los conductores, tanto a los que van a realizar la maniobra de giro a la izquierda como a los conductores que siguen recto en ambos sentidos, disminuyendo el número de accidentes, mejorando de esta manera la calidad del servicio en la intersección.

C.C. Reconocimiento

Según Andueza (2013)[26] "La adición de estos canales permite que los vehículos que giran despejen el canal de tráfico directo con un diferencial de velocidad aceptable, y además proporcionan almacenamiento a dichos vehículos…" (pp. 279).

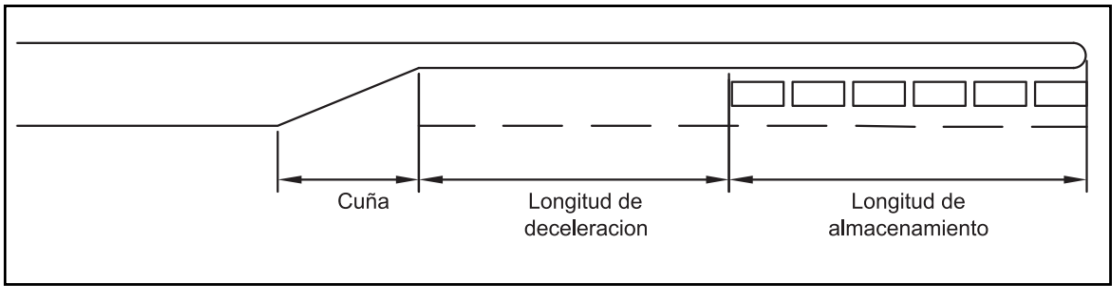


Figura 2.8 Elementos que definen la longitud de un canal de giro a la izquierda.

FUENTE: Andueza, P. (2013). Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico, Figura 6-10, p. 284.

Como se muestra en la figura 2.8, la longitud de los canales de giro a la izquierda contiene tres elementos:

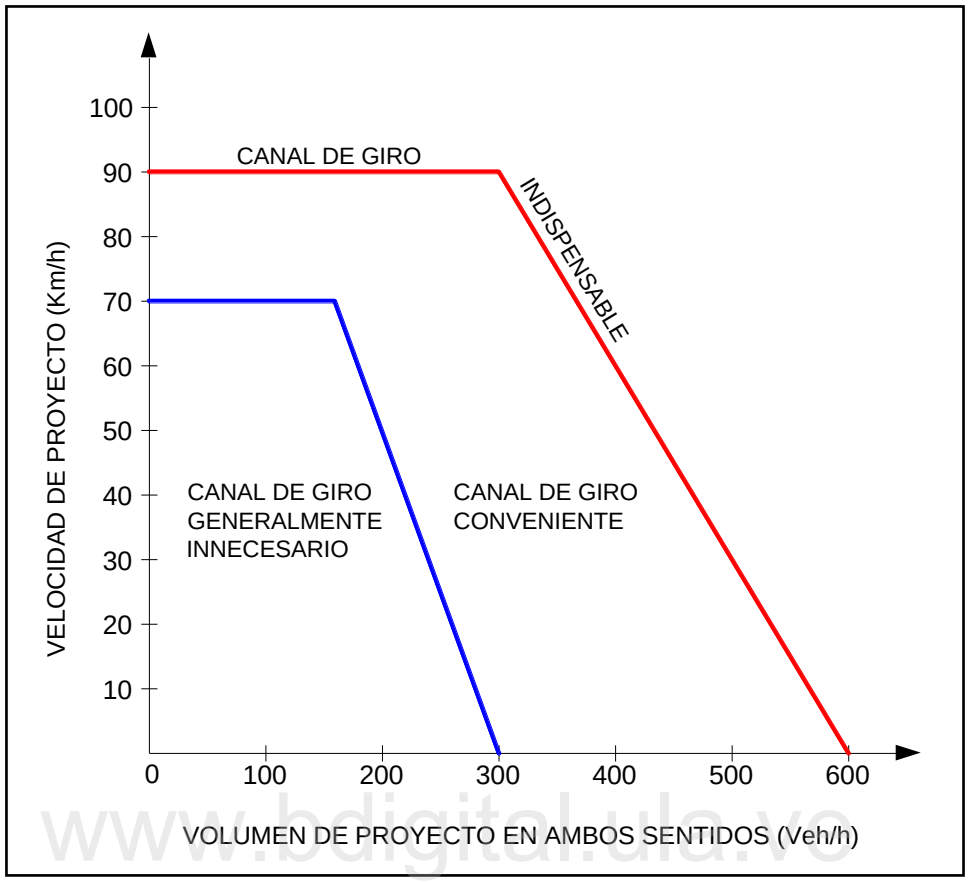
www.bdigital.ula.ve

- ✓ Cuña
- ✓ Longitud de deceleración
- ✓ Longitud de almacenamiento

2.2.2.5.1 Consideraciones de Diseño según Norma Venezolana de proyectos de carreteras MTC (1985)[9]

Los canales adicionales de giro a la izquierda en carreteras de dos canales dependen directamente de la velocidad y los volúmenes de tránsito (Figura 2.9), éstos deben introducirse de forma gradual por medio de una transición del borde del canal de circulación, la cual puede estar compuesta por una curva seguida de una contracurva, o curva y contracurva enlazada por un tramo recto, con la ecuación 2.4 puede determinarse la longitud del ensanche.

C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

Figura 2.9 Criterios para la proporción de canales adicionales de giro a la izquierda.

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). Normas de Proyectos de Carreteras. Caracas. Dirección General de Vialidad. Figura 5-3.1, pp. 239.

La longitud total del canal adicional de giro a la izquierda, está compuesta por la longitud de transición y la longitud de almacenamiento. Por medio de las ecuaciones 2.5 y 2.6 pueden determinarse dichas longitudes. El ancho de los canales adicionales recomienda sea de 3.60m. En la figura 2.10 se representan los elementos del canal de almacenamiento para giros a la izquierda.

$L_1 = 1.5 * S$; Mínimo 100m. **Ecuación (2.4)**

$L_2 = 0.3 * S$; Mínimo 15m. **Ecuación (2.5)**

$L_3 = 0.4 * S$; Mínimo 20m. **Ecuación (2.6)**

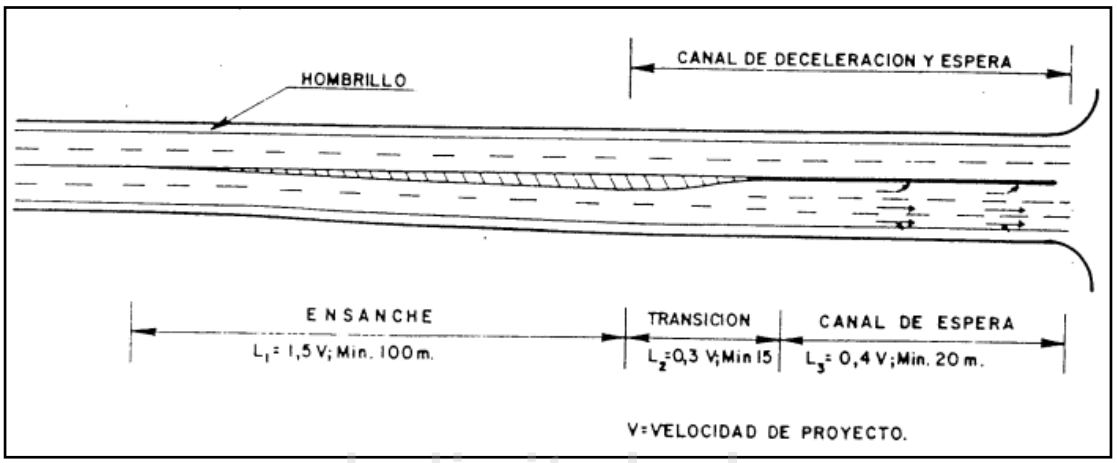
Donde

C.C. Reconocimiento

L_1= Longitud del ensanche (m).

L_2= Longitud de Transición (m).

L_3= Longitud de almacenamiento (m).



www.bdigital.ula.ve

Figura 2.10 Elementos de un canal de almacenamiento.

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). Normas de Proyectos de Carreteras. Caracas. Dirección General de Vialidad. Figura 5-3.4, pp. 242.

2.2.2.5.2 Consideraciones de Diseño según AASHTO 2011[1]

Considera que la incorporación de un canal de giro a la izquierda reduce la ocurrencia de accidentes entre un 20% – 65%, y debe estar justificado por altos volúmenes de tráfico o historial de accidentes. En la tabla 2.11 se presenta una guía de volúmenes de tráfico en donde deben considerarse los canales de giro a la izquierda en carreteras de dos canales, la velocidad de operación es la correspondiente al percentil 85.

Al ingresar en la tabla con el volumen de tráfico opuesto, velocidad de operación y porcentaje de giros a la izquierda, el volumen en el sentido considerado debe ser

C.C. Reconocimiento

mayor o igual al tabulado, para que de esa manera se justifique el canal de giro a la izquierda, de acuerdo a lo establecido en el modelo presentado por la AASHTO.

Tabla 2.11 Guía para justificar un canal de giro a la izquierda en carreteras de dos canales no reguladas por semáforos.

Volumen opuesto (veh/h)	Volumen en el sentido considerado (veh/h)			
	5% de giros a la izquierda	10% de giros a la izquierda	20% de giros a la izquierda	30% de giros a la izquierda
Velocidad de Operación: 60 km/h				
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	380	275	245
200	640	470	350	305
100	720	515	390	340
Velocidad de Operación: 80 km/h				
800	280	210	165	135
600	350	260	195	170
400	430	320	240	210
200	550	400	300	270
100	615	445	335	295
Velocidad de Operación: 100 km/h				
800	230	170	125	115
600	290	210	160	140
400	365	270	200	175
200	450	330	250	215
100	505	370	275	240

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Tabla 9-23, p. 9-132.

www.bdigital.ula.ve

Para que los volúmenes de la tabla 2.11 sean válidos, se debe verificar que los volúmenes de giro a la izquierda y giro a la derecha desde la vía secundaria, sean menores o iguales al volumen de giro a la izquierda desde la vía principal.

La AASHTO proporciona las distancias de deceleración (incluyendo la cuña en esta distancia) para velocidades de proyecto entre 50k/h – 90km/h las mismas se indican en la Tabla 2.12.

C.C. Reconocimiento

La longitud de almacenamiento debe almacenar al menos dos vehículos particulares, y cuando se da el caso de que el porcentaje de vehículos pesados supere el 10%, debe almacenar al menos un carro particular y un camión.

Tabla 2.12 Longitud de deceleración deseable (incluye la longitud de la cuña).

Velocidad de Proyecto (km/h)	Longitud de deceleración (m)
30	20
50	45
65	85
80	130
95	185
110	245

FUENTE: AASHTO, (2011), "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets". Washington, D.C. Tabla 9-22, p. 9-126.

En carreteras rurales es común que la cuña en línea recta sea entre 8:1 – 15:1 para velocidades de diseño de entre 50km/h – 80km/h respectivamente, éstas son utilizadas frecuentemente, y son aplicables cuando está conformada sólo por demarcación sobre el pavimento.

www.bdigital.ula.ve

También se pueden emplear curvas de redondeo en los extremos de la cuña cuando existan brocales. Cuando se usan curvas la parte recta de la cuña debe estar entre 1/3 – 1/2 de la longitud total. Curvas simétricas revertidas son comúnmente usadas en áreas urbanas.

2.2.2.5.3 Otras consideraciones

Según Andueza (2013)[26] cuando no existe divisoria central, se debe disponer de una longitud de una cuña de aproximación para realizar la canalización del tráfico para dar espacio al ancho del canal de giro, de acuerdo a como se ilustra en la figura 2.11.

C.C. Reconocimiento

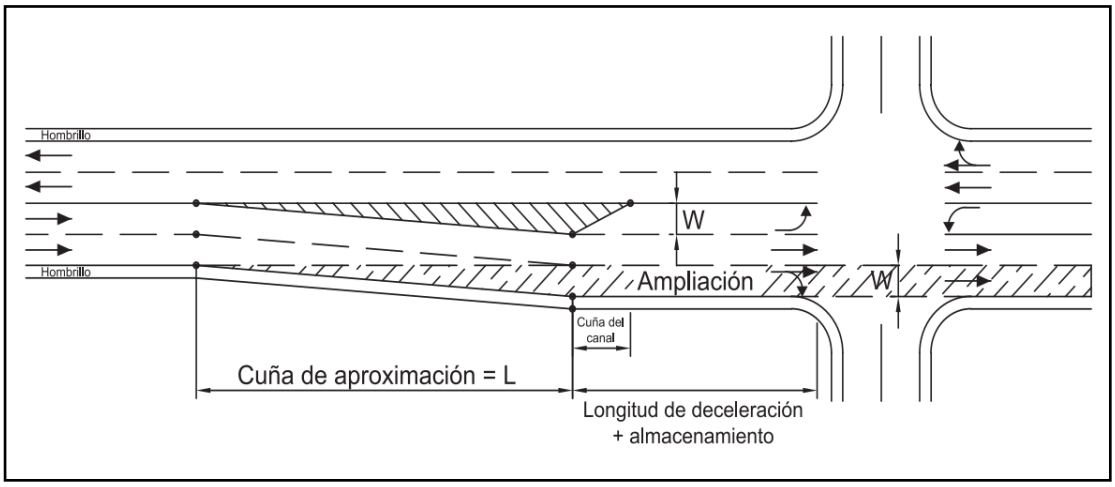


Figura 2.11 Diseño típico de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central.

FUENTE: Andueza, P. (2013). Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico, Figura 6-11, p. 289.

La dimensión de esta cuña de aproximación es determinada en función de las ecuaciones 2.7 y 2.8.

www.bdigital.ula.ve

Para S ≥ 70 km/h

$$L = \frac{2}{3} * W * S$$ **Ecuación (2.7)**

Para S < 70 km/h

$$L = W * V^2/150$$ **Ecuación (2.8)**

Donde

L= Longitud de la cuña de aproximación (m)

S= Velocidad de diseño de la vía (km/h)

W= Ancho del canal de giro (m)

Según Andueza (2013)[26] sugiere una longitud de la cuña del canal de 36m en vías rurales. En situaciones donde existe espacio limitado se pueden emplear longitudes

C.C. Reconocimiento

menores, donde el canal de deceleración comience a 2/3 de la cuña de aproximación, como se muestra en la figura 2.12.

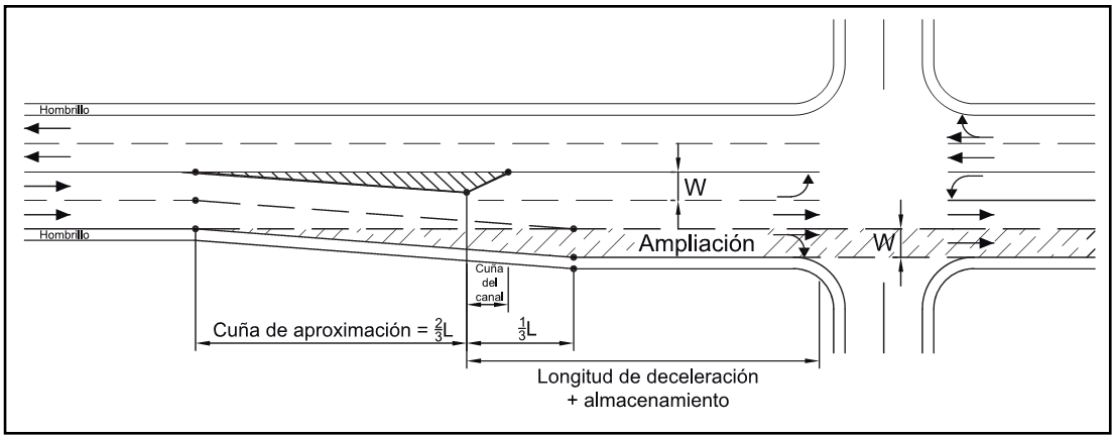


Figura 2.12 Diseño de un canal de giro a la izquierda cuando no existe divisoria central. Cuña de aproximación de menor longitud.

FUENTE: Andueza, P. (2013). Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico, Figura 6-11, p. 290.

www.bdigital.ula.ve

2.2.2.6 Canales de desviación por el hombrillo `bypass lanes´

Según Andueza (2013)[26] señala que en la maniobra de adelantamiento por el hombrillo, si un vehículo está parado esperando tener oportunidad de girar a la izquierda, los vehículos que siguen directo usan el canal de la derecha, que es la desviación por el hombrillo, para así no tener que detenerse. Cuando los volúmenes de vehículos no justifican la construcción de un canal exclusivo de giro a la izquierda, se puede plantear un canal de desviación por el hombrillo para los giros ocasionales que se puedan generar en una intersección aislada en una carretera rural de dos canales. El ancho de este canal debe estar entre 3.00m – 3.60m, y la incorporación de un hombrillo adicional es deseable. En la figura 2.13 se muestran los elementos que componen un canal de desviación por el hombrillo.

C.C. Reconocimiento

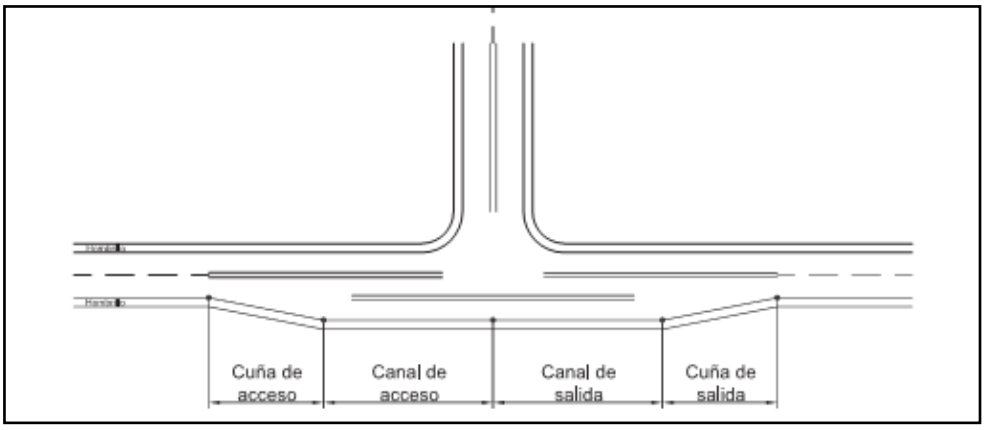


Figura 2.13 Canal de Desviación por el Hombrillo en una intersección en T.

FUENTE: Andueza, P. (2013). Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico, Figura 6-14, p. 292.

Las longitudes típicas de los elementos del canal se muestran en la tabla 2.13. De igual modo considera que en caso que se amerite mantener la velocidad de operación por condiciones especiales de tráfico y seguridad, la longitud del canal viene dada como se muestra en la tabla 2.14.

www.bdigital.ula.ve

Tabla 2.13 Longitudes de diseño típicas en canales de desviación por el hombrillo

Cuña de Acceso (m)	Canal de Acceso (m)	Canal de Salida (m)	Cuña de Salida (m)
15 – 30	30 – 60	15 – 30	15 – 30

FUENTE: Andueza, P. (2013). Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico, Tabla 6-4, p. 292.

Tabla 2.14 Longitudes de Diseño para mantener la velocidad de operación de la vía.

Velocidad de Operación (km/h)	Canal de acceso (m)	Canal de salida (m)
50	105	105
65	120	120
80	150	150
90 a 100	170	170

FUENTE: Andueza, P. (2013). Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico, Tabla 6-5, p. 293.

C.C. Reconocimiento

Según U.S. Department of Transportation (2014)[17] los canales de desviación por el hombrillo pueden ser usados en carreteras rurales de dos canales en intersecciones en T aisladas, mejorando la operación del tráfico, la seguridad en la maniobra de giro a la izquierda y disminuyendo la posibilidad de accidentes. Se considera la construcción de este canal cuando los volúmenes del tráfico opuesto generan demoras para realizar el movimiento de giro a la izquierda, así como la existencia de un historial de accidentes en la intersección en T. Esta medida no debe sustituir el convencional canal de giro a la izquierda. Las longitudes recomendadas para estos canales de desviación por el hombrillo se refieren en la Tabla 2.15.

Tabla 2.15 Longitudes Mínimas recomendadas para canal de desviación por el hombrillo.

Velocidad (km/h)	Cuña de Entrada (m)	Canal de Entrada (m)	Canal de Salida (m)	Cuña de Salida (m)	Longitud Total del canal (m)
50	58	55	55	58	226
60	84	70	60	84	298
70	157	82	64	157	460
80	179	90	67	179	515
90	201	101	70	201	573
100	224	110	73	224	631

FUENTE: U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Federal Lands Highway Project Development and Design Manual (2014). Tabla 9.3-S, p. 9-104.

Según Highway Capacity Manual (2010)[25] los canales de desviación por el hombrillo son ampliamente usados en distintos institutos de carreteras en los Estados Unidos, por ser una alternativa de bajo costo para maniobras de giros a la izquierda. Los beneficios en la reducción de la demora al incorporar esta medida, aún no han sido cuantificados, pero estudios indican que el 97% de los conductores realizarán la maniobra de adelantamiento por el hombrillo, cuando haya un vehículo parado esperando tener oportunidad de girar a la izquierda, de este modo se evitará reducir velocidades y la generación de demoras.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

2.2.2.7 Canales de giro a la izquierda en dos sentidos `Two-way Left Turn Lane (TWLTL)´

Según el Highway Capacity Manual (2010)[25], el canal de giro a la izquierda en dos sentidos, también denominado por las siglas en inglés TWLTL (Two-Way Left-Turn Lane), es un canal dispuesto en el medio de las corrientes de tráfico opuestas, que se extiende a lo largo de un tramo de carretera con la finalidad de proporcionar una zona de desaceleración y de almacenamiento para aquellos vehículos que desean realizar maniobras de giro a la izquierda en intersecciones, sin que estos vehículos que giran representen un obstáculo para aquellos que seguirán recto, obteniéndose mejoras en la seguridad de los conductores, reduciendo las demoras que puedan generarse y mejorando la capacidad de la vía. En la figura 2.14 se representa el TWLTL. Pueden ser usados en carreteras rurales de dos canales, vías urbanas y sub-urbanas; en estos tramos de vía no se deben realizar maniobras de adelantamiento empleando el canal TWLTL.

www.bdigital.ula.ve

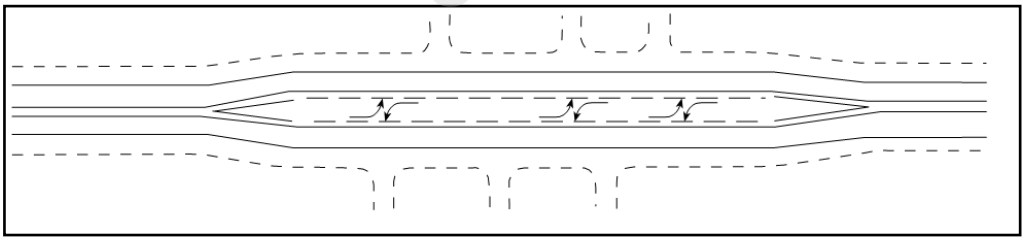


Figura 2.14 Canal continuo de giro a la izquierda en dos sentidos `Two-Way Left-Turn Lane´.

FUENTE: Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board. Figura 15-A5. p. 15-63

Hasta el momento no existe una metodología para realizar el análisis operacional del tráfico con la incorporación del canal continuo de giro a la izquierda TWLTL, pero diversas investigaciones relatan que efectivamente, minimiza las demoras que generarían a otros vehículos en caso de realizar un giro directo en el canal de circulación. La reducción de la demora depende directamente de la demanda de giros a la izquierda y del volumen de tráfico en la dirección contraria; de esta

C.C. Reconocimiento

manera para carreteras con bajos volúmenes de tráfico por debajo de 300veh/h, la reducción de la demora no es significativa, más sí lo es la reducción de accidentes. A diferencia de carreteras rurales que presentan altos volúmenes de tráfico, sí se ha apreciado una reducción de la demora importante, esto se aprecia en la figura 2.15.

Para la AASHTO (2011)[1] los canales de giro a la izquierda en dos sentidos (TWLTL) funcionan adecuadamente en carreteras que operen a velocidades relativamente bajas, alrededor de 40 km/h – 70 km/h, y que además el volumen de vehículos que realizarán la maniobra de giro a la izquierda no sea elevado; de este modo considera que los TWLTL son adecuados en los casos en que no se justifique la construcción de un canal exclusivo de giro a la izquierda.

TWLTL ofrece varios beneficios como lo es la disminución de las demoras y congestión, reducción del número de accidentes, aumento de la capacidad de la vía, separación del tráfico opuesto, y espacio disponible para la construcción de desvíos en casos de emergencia (Cynecki y Sparks, 1992)[27].

www.bdigital.ula.ve

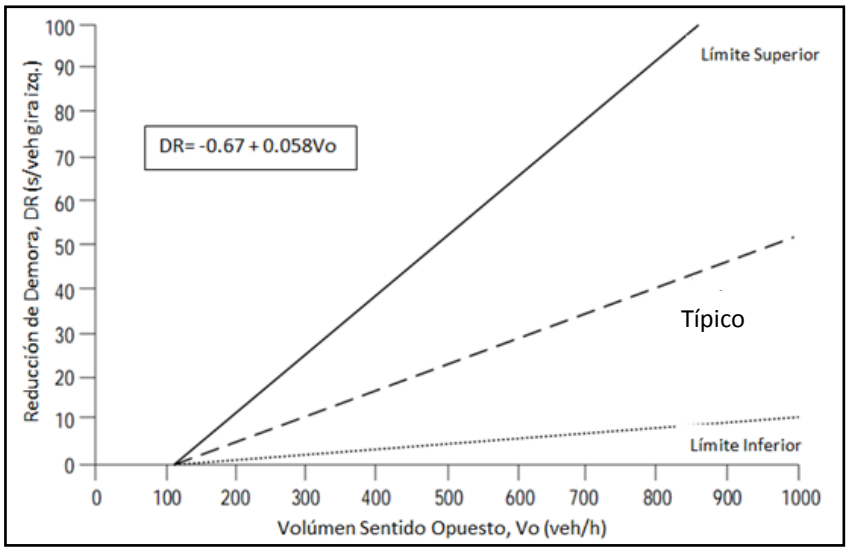


Figura 2.15 Estimación de Reducción de la Demora con canal continuo de giro a la izquierda en dos sentidos en carreteras de dos canales.

FUENTE: Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board. Figura 15-A6. p. 15-63

C.C. Reconocimiento

Andueza (2013)[26] considera que puede resultar ser una solución apropiada en aquellas zonas en donde existen accesos próximos entre sí, a diferentes usos del suelo a ambos lados de la carretera; debe estudiarse con detalle bajo cuáles condiciones de tráfico y tipo de vía es aconsejable tratar los accesos con TWLTL, ya que a su vez tiene algunas desventajas como lo es la estimulación del desarrollo en el área adyacente a la vía, y el impacto sobre los peatones ya que los TWLTL no ofrecen un área de refugio para el cruce de los mismos.

Según Indiana Department Transportation (2013)[28], los canales de giro a la izquierda en dos sentidos (TWLTL) deben ser diseñados para volúmenes de tráfico proyectados a 20 años, funcionando adecuadamente en carreteras de dos canales con PDTA entre 5000 veh/d – 12500 veh/d, con longitudes apropiadas que son influenciadas por la velocidad de operación de la carretera, para el caso en donde las velocidades sean inferiores a 50km/h la longitud mínima del TWLTL debería estar entre 150m – 300m; en carreteras con velocidades superiores a 50km/h la longitud mínima debe ser de al menos 300m. En el diseño deben ser considerados el número de peatones que atraviesan la vía, ya que no existe un refugio para los mismos.

www.bdigital.ula.ve

2.2.2.8 Otras Mejoras de bajo costo

Otras mejoras que pueden considerarse de bajo costo serían las relacionadas a los ajustes en la geometría existente de la carretera de dos canales, lo que puede implicar desde ampliación de canales, incorporación de hombrillos, corrección de radios de curvatura, implementación de sobreanchos, y también corrección de la rasante de la vía. De igual manera una señalización y demarcación adecuada, ayudan significativamente a mejorar la operatividad en las carreteras de dos canales. Las condiciones del pavimento, de los sistemas de drenaje de la vía, el mantenimiento de los laterales de la vía, son otras mejoras de bajo costo que contribuyen al correcto funcionamiento de las carreteras.

C.C. Reconocimiento

2.2.3 Capacidad en carreteras de dos canales HCM 2010[25]

2.2.3.1 Consideraciones generales

Los procedimientos desarrollados por el HCM para carreteras de dos canales permiten evaluar el nivel de servicio y la capacidad, bajo condiciones operativas de la vía y aplicaciones de la planificación. La metodología establece tres tipos de carretera de acuerdo a su función de la siguiente manera:

- ✓ *Clase I*: son carreteras donde se esperan altas velocidades, la accesibilidad usualmente no es lo exigido por el usuario; son vías utilizadas para viajes de largas distancias y sirven de conexión con el resto de las vías arteriales, expresas y autopistas.
- ✓ *Clase II*: son aquellas carreteras donde el usuario no necesariamente aspira viajar a altas velocidades, pero demanda la posibilidad de tener accesibilidad; pueden servir como acceso a las carreteras de Clase I. Generalmente prestan servicio a viajes relativamente cortos.
- ✓ *Clase III*: son carreteras que atraviesan pequeños poblados o zonas recreacionales, en donde existe un tráfico local y de paso, la densidad de puntos de accesos es considerablemente mayor, al caso de una vía rural sin accesibilidad, con distintos usos del suelo a los lados de la vía. Son vías que presentan bajas velocidades, que reflejan la alta actividad en la zona que atraviesan.

www.bdigital.ula.ve

2.2.3.1.1 Condiciones básicas

- ✓ Ancho del canal ≥ 3.60m.
- ✓ Ancho de hombrillos ≥ 1.80m.
- ✓ No hay restricciones de adelantamiento.
- ✓ No hay vehículos pesados.
- ✓ En el flujo vehicular solamente hay vehículos de pasajeros

C.C. Reconocimiento

- ✓ Ninguna restricción al tránsito directo debido a controles o a vehículos que dan vuelta.

2.2.3.1.2 Capacidad y Nivel de Servicio

La capacidad en una carretera de dos canales es de 1700 vp/h por sentido, en general no excede de 3200 vp/h en ambos sentidos, pero pueden alcanzarse valores de 3400 vp/h en tramos cortos de carreteras.

Para carreteras Clase I el nivel de servicio es medido en función del ATS y PTSF. En carreteras Clase II la velocidad no es de importancia para los usuarios, por lo que el NS es definido por el PTSF. Para el caso de carreteras Clase III, se considera el PFFS para definir el nivel de servicio; en la tabla 2.16 se muestran los criterios para definir el NS.

Tabla 2.16 Criterios para Niveles de Servicio en Carreteras dos Canales.

www.bdigital.ula.ve

NS	Carreteras Clase I		Carreteras Clase II	Carreteras Clase III
	ATS (km/h)	PTSF (%)	PTSF (%)	PFFS
A	> 90	≤ 35	≤ 40	> 91.7
B	> 80 – 90	> 35 – 50	> 40 – 55	> 83.3 – 91.7
C	> 70 – 80	> 50 – 65	> 55 – 70	> 75.0 – 83.3
D	> 60 – 70	> 65 – 80	> 70 – 85	> 66.7 – 75.0
E	≤ 60	> 80	> 85	≤ 66.7

ATS: Velocidad Promedio de Recorrido. PTSF: Porcentaje de Tiempo en Seguimiento. PFFS: Porcentaje de Velocidad a Flujo Libre.
Fuente: Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board. Tabla 15-3, pp.15-7.

- ✓ *Nivel de servicio A*: en carreteras Clase I los conductores pueden viajar a altas velocidades y muy poca dificultad para adelantamientos. En carreteras Clase II la velocidad depende de las condiciones de la vía, pueden observarse pequeños pelotones de vehículos. Para el caso de carreteras Clase III, los conductores mantienen una velocidad aproximadamente igual a la velocidad de flujo libre.

C.C. Reconocimiento

- ✓ *Nivel de servicio B*: la demanda de adelantamientos y la capacidad de oportunidades para adelantar está balanceada. Para carreteras Case I y Clase II la formación de pelotones de vehículos comienza a hacerse notoria. En carreteras Clase I se experimenta reducción en la velocidad. En carreteras Clase III a los conductores se les dificulta mantener como velocidad de operación la FFS, pero la reducción es relativamente baja.
- ✓ *Nivel de Servicio C*: la mayoría de los vehículos viajan en pelotones, se experimenta una reducción considerable de la velocidad en las tres clases de carreteras.
- ✓ *Nivel de Servicio D*: los pelotones de vehículos se han incrementado notablemente, así como la demanda de adelantamientos en carreteras Clase I y Clase II, con muy pocas oportunidades de paso, se experimenta un incremento considerable en el PTSF de los vehículos. Para el caso de carreteras Clase III presenta una disminución significativa de la velocidad de flujo libre.
- ✓ *Nivel de Servicio E*: la demanda de vehículos es aproximadamente la capacidad; en carreteras Clase I y Clase II no es posible realizar maniobras de adelantamientos y el PTSF es superior al 80%. En carreteras Clase III la velocidad es menor de dos tercios la FFL. El límite inferior de este nivel de servicio representa la capacidad.
- ✓ *Nivel de Servicio F*: este nivel de servicio existe cuando la demanda de vehículos en una o dos direcciones excede la capacidad de la vía. Las condiciones de operación de la vía es muy inestable, con una elevada congestión las tres Clases de carreteras estudiadas.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

2.2.3.1.3 Datos de entrada y Valores por Defecto

En la tabla 2.17 se muestra la información necesaria para aplicar la metodología, contiene los valores por defecto a emplear cuando no se tiene información disponible en un tramo específico.

Tabla 2.17 Datos de entrada requeridos y valores por defecto para carreteras de dos canales.

Datos Requeridos	Valores por Defecto
Datos de Geometría	
Clase de Carretera	Debe seleccionarse la apropiada
Ancho de canal	3.60m
Ancho de Hombrillo	1.80m
Densidad de Puntos de Acceso	Clases I y II: 5/km ; Clase III: 10/km
Terreno	Llano u ondulado
Porcentaje Zona de no adelantamiento*	Llano: 20%; ondulado: 40%; montañoso: 80%
Velocidad de diseño	Velocidad Límite + 16km/h
Longitud canal de paso (si existe)	Debe ser la especificada en sitio
Datos de Tráfico	
Volumen horario	Debe ser medido en sitio
Longitud del período de análisis	15min (0.25h)
Factor Hora Pico	0.88
Distribución por sentido	60/40
Porcentaje de vehículos pesados	6% camiones

*porcentaje de zona de no adelantamiento puede ser diferente en cada sentido
Fuente HCM 2010. Figura 15-5, pp. 15.9

www.bdigital.ula.ve

2.2.3.1.4 Volumen y Rata de Flujo

En esta metodología el volumen horario (veh/h) es convertido a rata de flujo (cp/h) empleando el factor hora pico. Si el volumen es medido en 15min, es innecesario emplear FHP para convertir a rata de flujo; se escoge el volumen medido en 15min más desfavorable y se multiplica por 4 para obtener la rata de flujo; en estos casos el FHP es igual a 1. En la medición de volúmenes, el flujo vehicular no debe estar afectado por presencia cuellos de botella ni de semáforos, a una distancia de 1.6km del sitio de estudio, ya que no es aplicable la metodología.

C.C. Reconocimiento

2.2.3.2 Metodología

La siguiente metodología puede ser aplicada para el análisis de operación de un tramo vial, así como también en la planificación del tráfico. La figura 2.16 ilustra los pasos básicos de la metodología.

2.2.3.2.1 Alcance

Metodología presentada para segmentos direccionales en carretas de dos canales, ambas direcciones pueden ser analizadas por separado. El análisis va dirigido a segmentos generales (terreno llano u ondulado), segmentos específicos, y segmentos direccionales con canales de paso y canales en pendientes para vehículos pesados. En terrenos montañosos con pendientes superiores al 3% y longitudes superiores a 1km, se debe analizar como segmento específico.

2.2.3.2.2 Limitaciones

www.bdigital.ula.ve

- ✓ No aplica en carreteras de dos canales con intersecciones semaforizadas.
- ✓ Se prevé una metodología especial para canales adicionales.
- ✓ No aplica cuando existen intersecciones a distancias menores o iguales de 3.2km del sitio de estudio.

C.C. Reconocimiento

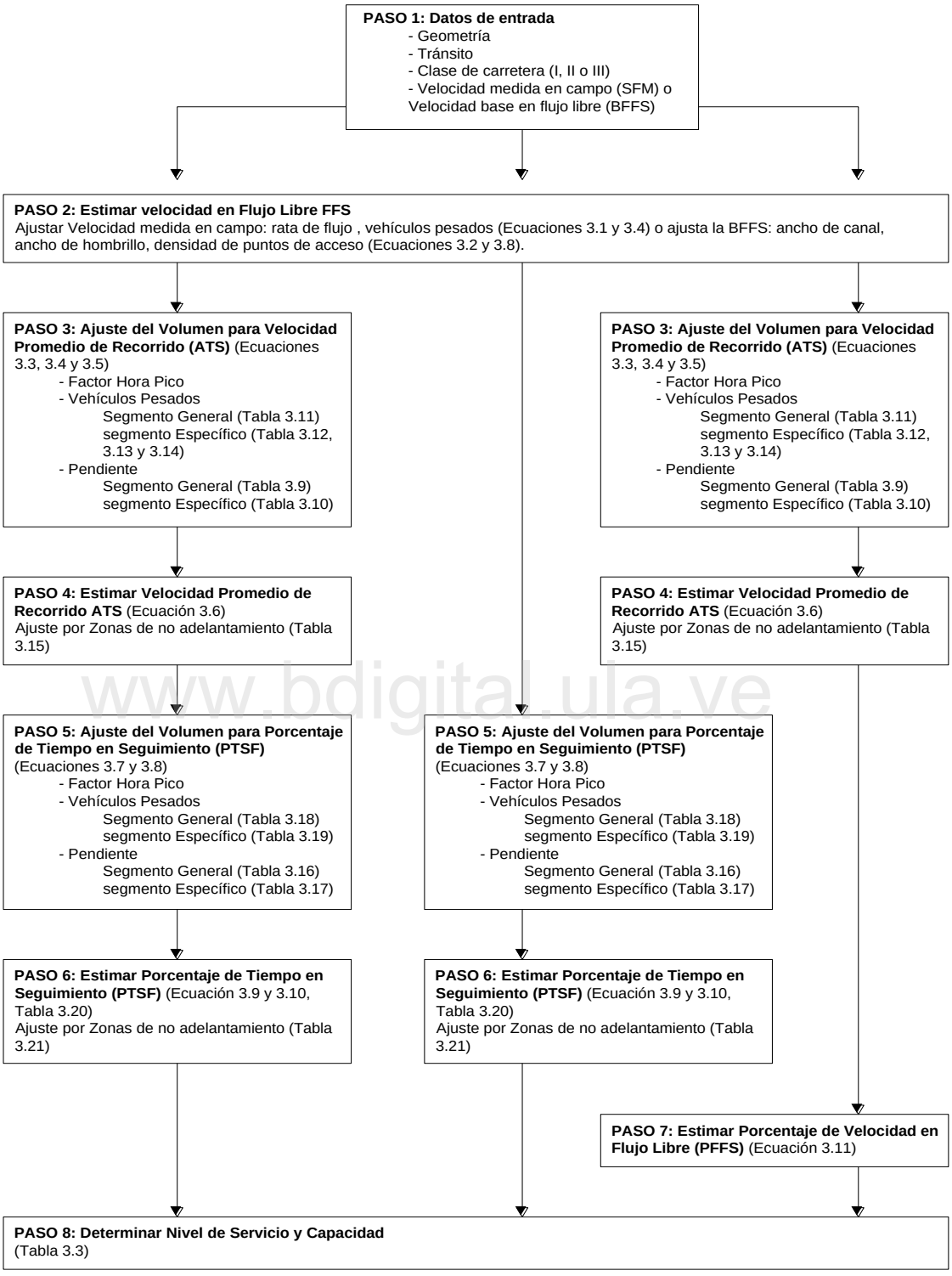


Figura 2.16 Metodología para carreteras de dos canales

Fuente HCM 2010. Figura 15-6, pp. 15.13.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

2.2.3.2.3 Descripción de la Metodología

Paso 1: *Datos de Entrada.*

- ✓ *Geometría:* determinar las condiciones topográficas del tramo en estudio, y así identificar si el análisis se realizará en ambos sentidos o en un sentido. El primer caso aplica en vías con pendientes menores al 3% ubicada en terrenos llanos u ondulados (segmentos generales), para este caso se recomienda analizar longitudes de vía de al menos 3km. El segundo caso se aplicará en tramos de vía con pendientes superiores al 3% de longitudes superiores a 1km (segmentos específicos). Se debe medir en campo el ancho de canal y hombrillo, la pendiente longitudinal de la vía; así como inventariar los puntos de acceso directo a la vía, por sentido de circulación. Determinar las zonas de no adelantamiento, considerando aquellas zonas que tengan 300m o menos de distancia de visibilidad de paso.
- ✓ *Tránsito:* se requiere el volumen horario clasificado en ambos sentidos, éste se medirá en períodos de 15min. De requerirse el análisis por sentido, debe determinarse el volumen tanto en el sentido del análisis como en el opuesto. Se debe obtener el porcentaje de vehículos pesados (incluye camiones y autobuses), y el factor hora pico (FHP).
- ✓ *Clase de Carretera:* el tramo de vía en estudio debe ajustarse a la clasificación que hace la metodología, en función de las condiciones operativas de la misma.
- ✓ *Velocidad de Flujo Libre FFS:* los vehículos operan a la velocidad de flujo libre cuando la rata horaria es menor de 200cp/h.

Paso 2: *Estimar Velocidad de Flujo Libre, FFS.*

- ✓ *Medición directa en campo:* puede ser medida en campo para rata horaria menor a 200cp/h. Debe ser medida en la dirección del análisis; si el análisis

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

es en ambos sentidos debe medirse para cada sentido por separado. Si no puede medirse en el tramo de vía a analizar, puede emplearse una FFS que haya sido medida en otra carretera bajo las mismas condiciones geométricas y operativas.

- ✓ *Medición en campo a altas ratas de flujo:* si la medición se efectúa bajo condiciones de ratas de flujo superiores a 200cp/h, debe efectuarse un ajuste con la ecuación 2.9.

$$FFS = S_{FM} + 0.0125 \frac{V}{f_{HV,ATS}} \qquad \textbf{Ecuación (2.9)}$$

Donde

FFS= Velocidad en Flujo Libre (km/h),

S_{FM}= Velocidad medida en campo (km/h),

V= Volumen observado en el período de medición (veh/h),

www.bdigital.ula.ve

$f_{HV,ATS}$= factor de ajuste por vehículo pesado para ATS, determinado con la ecuación 2.12 o 2.13.

- ✓ *Estimar la FFS:* si no es posible medir la velocidad de flujo libre en campo, se debe estimar en forma indirecta, partiendo de una velocidad base de flujo libre BFFS. Las estimaciones de BFFS pueden realizarse en base a datos de velocidad de otras carreteras bajo condiciones operativas similares. Puede usarse como BFFS la velocidad de diseño o los límites de velocidad de la carretera. Una vez determinada la BFFS, la FFS se estima con la ecuación 2.10.

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A \qquad \textbf{Ecuación (2.10)}$$

Donde

FFS= Velocidad en Flujo Libre (km/h),

C.C. Reconocimiento

BFFS= Velocidad Base en Flujo Libre (km/h),

f_{LS}= ajuste por ancho de canal y hombrillo (km/h), ver Anexo II-1,

f_{LA}= ajuste por puntos de acceso, ver Anexo II-2.

Paso 3: *Ajuste de Rata de Flujo para Velocidad Promedio de Recorrido ATS.*

Este paso solo aplica para la clasificación de carreteras de dos canales Clase I y Clase III. Los volúmenes horarios medidos en campo en ambas direcciones (dirección del análisis y dirección opuesta) deben ser convertidas a ratas de flujo bajo condiciones bases equivalentes con la ecuación 2.11.

$$v_{i,ATS} = \frac{V_i}{PHF * f_{g,ATS} * f_{HV,ATS}}$$ **Ecuación (2.11)**

Donde

$v_{i,ATS}$= rata horaria i para estimación de ATS (cp/h),

www.bdigital.ula.ve

i= "d" en la dirección del análisis, "o" en dirección opuesta.

V_i= Volumen horario en dirección i (veh/h),

$f_{g,ATS}$= ajuste por pendiente (Anexos II-3 o II-4),

$f_{HV,ATS}$= ajuste por vehículos pesados, determinado con la ecuación 2.12 o 2.13.

- ✓ *Factor Hora Pico, FHP:* representa la variación en el flujo vehicular en una hora para el período de análisis de 15min. Si la tasa de flujo de los 15min pico ha sido medida directamente, el PHF a usar en la ecuación 3.3 es igual a 1.
- ✓ *Factor de Ajuste por pendiente,* $f_{g,ATS}$*:* depende del tipo de terreno, en segmentos generales se consideran tramos de longitud menor de 3.2km y pendientes inferiores al 3% para terreno llano u ondulado; éstos se analizan

C.C. Reconocimiento

en ambas direcciones (también se puede analizar por sentido), usar valores de ajuste en Anexo II-3. Segmentos específicos aquellos tramos con pendientes superiores a 3% y longitudes mayores a 1km, ver Anexo II-4; éstos deben analizarse por sentido.

- ✓ *Factor de Ajuste por vehículos pesados, $f_{HV,ATS}$:* las condiciones básicas para carreteras de dos canales establece que el tráfico está conformado en un 100% por de carros de pasajeros, por esto debe realizarse el ajuste de vehículos pesados y recreacionales. El factor de ajuste puede determinarse de dos formas, una es por medio de valores tabulados bajo condiciones existentes; y otra por medio de la ecuación 2.12.

$$f_{HV,ATS} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$ **Ecuación (2.12)**

Donde

$f_{HV,ATS}$= factor de ajuste por vehículos pesados,

P_T= proporción de camiones y buses,

P_R= proporción de vehículos recreacionales,

E_T= equivalente a vehículos livianos de camiones y buses (Anexos II-5 o II-6),

E_R= equivalente a vehículos livianos de vehículos recreacionales (Anexos II-5 o II-7).

- ✓ *Factor de Ajuste por vehículos pesados en segmentos específicos (bajada):* pendientes negativas o de bajada, para tramos con un -3% o más de pendiente y para longitudes superiores a 1km, debe usarse la ecuación 2.13.

$$f_{HV,ATS} = \frac{1}{1 + P_{TC} * P_T(E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC}) * P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

Ecuación (2.13)

Donde

P_{TC}= proporción de camiones que recortan velocidad,

E_{TC}= equivalente a vehículos livianos de camiones recortando velocidad (Anexo II-8).

Paso 4: *Estimar la Velocidad Promedio de Recorrido, ATS.*

Este paso sólo aplica en carreteras de dos canales Clase I y Clase III. La velocidad promedio de recorrido se determina por medio de la ecuación 2.14.

$$ATS_d = FFS - 0.0125\left(v_{d,ATS} + v_{o,ATS}\right) - f_{np,ATS}$$ **Ecuación (2.14)**

Donde

ATS_d= Velocidad Promedio de Recorrido en la dirección analizada (km/h),

www.bdigital.ula.ve

FFS= Velocidad en Flujo Libre (km/h),

$v_{d,ATS}$= rata horaria en la dirección del análisis (cp/h),

$v_{o,ATS}$= rata horaria en sentido opuesto (cp/h),

$f_{np,ATS}$= factor de ajuste por zona de no adelantamiento (Anexo II-9).

Paso 5: *Ajuste de Rata de Flujo para Porcentaje de Tiempo en Seguimiento PTSF.*

Este paso sólo aplica en carreteras de dos canales Clase I y Clase II. Las ecuaciones 2.15 y 2.16 son utilizadas para el cálculo de la rata de flujo y así estimar el PTSF.

$$v_{i,PTSF} = \frac{V_i}{PHF * f_{g,PTSF} * f_{HV,PTSF}}$$ **Ecuación (2.15)**

$$f_{HV,PTSF} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$ **Ecuación (2.16)**

C.C. Reconocimiento

Donde

$v_{i,PTSF}$= rata horaria i para estimación de PTSF (cp/h),

i= "d" en la dirección del análisis, "o" en dirección opuesta.

$f_{g,PTSF}$= ajuste por pendiente para determinación de PTSF (Anexos II-10 o II-11),

$f_{HV,PTSF}$= ajuste por vehículos pesados para determinación de PTSF (Anexos II-12 o II-13).

Paso 6: *Estimar el Porcentaje de Tiempo en Seguimiento, PTSF.*

Este paso sólo aplica en carreteras de dos canales Clase I y Clase II. El porcentaje de tiempo en seguimiento es determinado por la ecuación 2.17.

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np,PTSF}\left(\frac{v_{d,PTSF}}{v_{d,PTSF} + v_{o,PTSF}}\right) \quad \textbf{Ecuación (2.17)}$$

www.bdigital.ula.ve

Donde

$PTSF_d$= porcentaje de Tiempo en Seguimiento en la dirección del análisis,

$BPTSF_d$= porcentaje base de Tiempo en Seguimiento en la dirección del análisis, determinado por la ecuación 2.18,

$f_{np,PTSF}$= ajuste PTSF el porcentaje de zonas de no adelantamiento en el segmento analizado (Anexo II-14),

$v_{d,PTSF}$= tasa horaria en la dirección del análisis para estimación de PTSF (cp/h),

$v_{o,PTSF}$= tasa horaria en dirección opuesta para estimación de PTSF (cp/h),

$$BPTSF_d = 100\left[1 - \exp(av_d^b)\right] \quad \textbf{Ecuación (2.18)}$$

C.C. Reconocimiento

Donde

a y b son constantes que se obtienen en el Anexo II-15.

Paso 7: *Estimar el Porcentaje de Velocidad a Flujo Libre, PFFS.*

Este paso sólo se realiza para carreteras dos canales Clase III. El porcentaje de Velocidad a Flujo Libre se obtiene de la ecuación 2.19.

$$PFFS = \frac{ATS_d}{FFS}$$ **Ecuación (2.19)**

Paso 8: *Determinar Nivel de Servicio y Capacidad*

- ✓ *Nivel de Servicio, NS:* el nivel de servicio es determinado comparando los valores obtenidos de ATS, PTSF y PFFS, según sea el caso; en la tabla 2.16.
  - Clase I: ATS y PTSF.
  - Clase II: PTSF.
  - Clase III: PFFS.

www.bdigital.ula.ve

- ✓ *Capacidad:* la capacidad no se determina por medio de medidas de efectividad; bajo condiciones básicas la capacidad en carreteras dos canales es 1700cp/h por sentido; en general ésta no excede de 3200cp/h en ambos sentidos, pero pueden alcanzarse valores de 3400cp/h en tramos cortos de carreteras. Para determinar la capacidad en condiciones existentes factores de ajuste deben ser aplicados, como lo muestra la ecuación 2.20 y 2.21.

$$C_{dATS} = 1700 * f_{g,ATS} * f_{HV,ATS}$$ **Ecuación (2.20)**

$$C_{dPTSF} = 1700 * f_{g,PTSF} * f_{HV,PTSF}$$ **Ecuación (2.21)**

Donde

C_{dATS}= Capacidad en la dirección del análisis bajo condiciones existentes basada en ATS, cp/h.

C_{dPTSF}= Capacidad en la dirección del análisis bajo condiciones existentes basada en PTSF, cp/h.

C.C. Reconocimiento

En carreteras Clase I ambas capacidades deben calcularse y tomar el valor más bajo; en carreteras Clase II se determina en función del PTSF y para carreteras Clase III basada en la ATS.

2.2.3.3 Canales de Paso con segmentos direccionales

Seguidamente se describe el procedimiento para evaluar el nivel de servicio en carreteras de dos canales con la incorporación de un canal de paso, que aplica solo para terrenos llano y ondulado, el cual debe realizarse en segmentos direccionales; para el caso de terrenos montañosos debe considerarse los canales en pendiente, descritos posteriormente.

En el anexo II-16 se observan los beneficios operacionales de los canales de paso sobre longitudes posteriores a la ubicación del mismo, antes de que el PTSF vuelva a nivelarse en carreteras de dos canales; así la longitud efectiva del canal de paso es superior a la longitud del mismo. Esta longitud posterior afectada por la presencia del canal de paso se puede obtener en el anexo II-17, tanto para ATS como PTSF.

www.bdigital.ula.ve

Pueden incluirse en el análisis, tramo anterior y posterior de la ubicación del canal de paso, de esta manera se puede comprender mejor el efecto de la presencia del mismo, y cómo puede mejorar el nivel de operación de las carreteras. Los pasos a seguir para este análisis se describen a continuación.

Paso 1: *Realizar el análisis sin la presencia del canal de paso*

Este primer paso de análisis operacional fue descrito anteriormente para capacidad en carreteras de dos canales.

Paso 2: *Dividir el segmento analizado en Regiones*

El análisis del tramo o segmento puede dividirse en cuatro regiones:

1. Longitud anterior del canal de paso L_u.

C.C. Reconocimiento

2. Longitud del canal de paso L_{pl}.
3. Longitud posterior del canal de paso dentro de su longitud efectiva L_{de}.
4. Longitud posterior del canal de paso más allá de su longitud efectiva L_d.

Algunas de estas regiones pueden obviarse en un análisis particular, pero la Región 2 debe ser incluida en todos los análisis; se recomienda incluir la Región 3 más no es absolutamente necesario. Las regiones 1 y 4 son opcionales. Estas cuatro longitudes suman la longitud total del tramo analizado L_t.

La longitud del canal de paso L_{pl}, es la suministrada por el proyecto o la del canal de paso construido, incluyendo la longitud de las transiciones. El procedimiento es calibrado para canales de paso con longitudes óptimas mostradas en la tabla 2.7. Para un segmento convencional de carreteras de dos canales, la longitud anterior L_u es determinada por la ubicación actual o planificada del canal de paso, dentro del segmento analizado. La longitud posterior L_{de} está dentro de la longitud efectiva del canal de paso, y se obtiene del anexo II-17. Cualquier longitud restante del segmento analizado, posterior al canal de paso es incluida en L_d, que se obtiene mediante la ecuación 2.22.

www.bdigital.ula.ve

$$L_u = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de})$$ **Ecuación (2.22)**

Paso 3: *Determinar el PTSF*

El PTSF en las longitudes L_u y L_d se asume que es igual al $PTSF_d$ obtenido bajo el procedimiento normal sin canal de paso. Dentro de la longitud del canal de paso, el PTSF es generalmente igual al 58% - 62% del valor $PTSF_d$. En la longitud posterior al canal de paso, se asume que el PTSF se incrementa linealmente hasta alcanzar el valor del análisis normal sin canal de paso ($PTSF_d$). La distribución de PTSF es ilustrada en el anexo II-18.

C.C. Reconocimiento

Basándose en lo dicho anteriormente, el PTSF del tramo analizado, se determina por medio de la ecuación 2.23.

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF_d * \left[L_u + L_d + f_{pl,PTSF} * L_{pl} + \left(\frac{1 + f_{pl,PTSF}}{2}\right) * L_{de}\right]}{L_t}$$

Ecuación (2.23)

Donde

$PTSF_{pl}$= Porcentaje de tiempo en seguimiento afectado por la presencia del canal de paso (decimal)

$f_{pl,PTSF}$= Factor de ajuste por el impacto del canal de paso en el porcentaje de tiempo en seguimiento. Se obtiene del anexo II-19.

En caso de que la longitud posterior del canal de paso L_{de} dada en el anexo II-17, no se cumpla en su totalidad debido a cambios en la geometría, presencia de una intersección no semaforizada, poblado, intersección semaforizada, o cambios abruptos en la topografía del terreno, no deberá usarse la longitud L_d. Dado este caso en que la longitud sea menor L'_{de}, se deberá emplear la ecuación 2.24 para determinar el PTSF.

www.bdigital.ula.ve

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF_d * \left[L_u + L_d + f_{pl,PTSF} * L_{pl} + f_{pl,PTSF} * L'_{de} + \left(\frac{1 - f_{pl,PTSF}}{2}\right)\left(\frac{{L'_{de}}^2}{L_{de}}\right)\right]}{L_t}$$

Ecuación (2.24)

Paso 4: *Determinar la ATS*

La ATS en las longitudes L_u y L_d se asume igual al ATS_d obtenido bajo el procedimiento normal sin canal de paso. En el canal de paso la ATS es mayor en un 8% - 11% generalmente, del valor ATS_d, dependiendo de la demanda de rata horaria direccional. Dentro de la longitud efectiva (posterior al canal de paso), L_{de}, el procedimiento asume que la ATS decrece linealmente, hasta alcanzar el valor inicial,

C.C. Reconocimiento

ATS_d. Este comportamiento se puede apreciar en el anexo II-20. El ATS es determinado por medio de la ecuación 2.25.

$$ATS_{pl} = \frac{ATS_d * L_t}{L_u + L_d + \left(\frac{L_{pl}}{f_{pl,ATS}}\right) + \left(\frac{2L_{de}}{1 + f_{pl,ATS}}\right)}$$

Ecuación (2.25)

Donde

ATS_{pl}= Velocidad promedio de recorrido en el segmento del análisis afectado por la presencia del canal de paso (km/h)

$f_{pl,ATS}$= Factor de ajuste por el efecto del canal de paso en la velocidad promedio de recorrido. Se obtiene del anexo II-21.

En caso de que el segmento analizado no cumpla con la longitud efectiva L_{de}, se deberá emplear la ecuación 2.26.

$$ATS_{pl} = \frac{ATS_d * L_t}{L_u + \frac{L_{pl}}{f_{pl,ATS}} + \frac{2L'_{de}}{\left[1 + f_{pl,ATS} + (f_{pl,ATS} - 1) * \left(\frac{L_{de} - L'_{de}}{L_{de}}\right)\right]}}$$

Ecuación (2.26)

www.bdigital.ula.ve

Paso 5: *Determinar el Nivel de Servicio*

Al igual que para el caso de tramo de carretera de dos canales sin canales de paso, se emplean las medidas de servicio en la tabla 2.16 para obtener el nivel de servicio, excepto que se introducen los valores de ATS_{pl} y $PTFS_{pl}$.

Así como en un segmento normal, el nivel de servicio para Clase I es basado en ATS y PTSF, para Clase II se emplea solo el PTSF; y para Clase III en el PFFS = ATS/FFS.

C.C. Reconocimiento

2.2.3.4 Canales en Pendiente con segmentos direccionales para pendiente positivas

El análisis operacional que evalúa el efecto del canal en pendiente sobre la carretera de dos canales está basado en el mismo procedimiento explicado anteriormente para canales de paso, con tres diferencias fundamentales:

1. Los factores de ajuste por la existencia del canal en pendiente serán los dados en el anexo II-22.
2. El análisis sin el canal en pendiente debe realizarse usando el procedimiento de pendientes específicas.
3. Las distancias L_u y L_d serán 0.

La distancia efectiva posterior al canal, L_{de}, también es considerada cero, al menos que el punto en donde termina el canal de paso esté dentro de la misma pendiente, y no se genere cambio de pendiente; para este caso un valor inferior al dado en el anexo II-17 puede ser utilizado.

www.bdigital.ula.ve

2.2.4 Capacidad en Intersecciones controladas por pare HCM 2010[25]

2.2.4.1 Consideraciones generales

Configuraciones típicas de intersecciones controladas por pare, sería una intersección de cuatro accesos, en donde la vía principal tiene paso continuo mientras que la secundaria está regulada por una señal de pare (o ceda el paso); de igual modo ocurre en intersecciones en "T".

Los conductores que giran a la izquierda deberán ceder el paso al tráfico del sentido contrario que pase por la vía principal (vía prioritaria), pero en ausencia del tráfico opuesto no requiere realizar el pare, los conductores que realizan el pare deben esperar una brecha adecuada para poder cruzar el canal opuesto. Del mismo modo los vehículos que se encuentren en la vía no prioritaria deben ceder el paso, hasta

C.C. Reconocimiento

tener oportunidad de incorporarse a la vía prioritaria, ya sea en cualquiera de los tres movimientos posibles, recto, giro a la izquierda o giro a la derecha.

El modelo básico de capacidad asume que las brechas de los movimientos en conflicto están distribuidas de forma aleatoria, pero en el caso en que haya una intersección semaforizada en un radio de 400m, el comportamiento del flujo vehicular ya no es aleatorio sino en estructura de pelotones.

2.2.4.1.1Nivel de Servicio

El nivel de servicio en intersecciones no semaforizadas controladas por pare en carreteras de dos canales, es determinado por el cálculo o medida de la demora, obteniendo el NS para cada movimiento. La metodología permite calcular la capacidad de cada movimiento, y así obtener la demora de cada uno. El nivel de servicio no está definido para la intersección como un todo debido a que la metodología asume que la vía prioritaria no presenta demoras, además el volumen de la vía prioritaria es desproporcionado en relación a los movimientos no prioritarios lo que resultaría en una demora muy baja, lo cual sería un error ya que daría como resultado un nivel de servicio deficiente para los movimientos no prioritarios. Para determinar el Nivel de Servicio de cada movimiento en la intersección se hace uso de la tabla 2.18.

www.bdigital.ula.ve

Tabla 2.18 Criterio para determinar Nivel de Servicio (NS).

CONTROL DE DEMORA (s/veh)	NIVEL DE SERVICIO RELACION VOLUMEN/CAPACIDAD	
	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

Fuente: Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board. Tabla 19-1, pp.19-2.

C.C. Reconocimiento

2.2.4.1.2 Datos de entrada y Valores por Defecto

Para el análisis de intersecciones controladas por pare se requiere de los siguientes datos:

- ✓ Número y configuración de los canales en cada acceso.
- ✓ Porcentaje de vehículos pesados para cada movimiento.
- ✓ Cualquiera de los siguientes criterios:
    - o Rata horaria para cada movimiento de vehículos y peatones, durante un período pico de 15 minutos.
    - o Rata horaria para cada movimiento de vehículos y peatones, durante la hora pico y el factor hora pico.
- ✓ Elementos geométricos especiales tales como:
    - o Aspectos de canalización individual.
    - o Existencia de canales de giro a la izquierda en dos sentidos (two-way left turn lane).
    - o Pendiente de los accesos.
    - o Existencia de intersecciones semaforizadas.
- ✓ Tiempo del análisis, generalmente se usan períodos de 15 minutos.

www.bdigital.ula.ve

2.2.4.2 Metodología

La metodología presentada permite determinar la capacidad por cada movimiento en la intersección, lo cual permite estimar la demora por movimiento, por acceso y de la intersección como un todo. La longitud de la cola también puede estimarse con la capacidad de cada movimiento.

Esta metodología tiene en cuenta la prioridad de los movimientos, de modo que los vehículos que llegan a la intersección por el acceso no prioritario, deberán esperar a que no haya ningún vehículo en la carretera prioritaria, un tiempo al que se le llama intervalo crítico. Por tanto, la capacidad de los movimientos no prioritarios

C.C. Reconocimiento

dependerá de cuanto mayor sean los intervalos superiores al crítico en la vía prioritaria, en función del volumen y el intervalo crítico.

La metodología toma en consideración circunstancias que pueden existir en la intersección controlada por pare en carreteras de dos canales, incluyendo lo siguiente:

- ✓ Un grado de brecha aceptable.
- ✓ Aproximación con canal compartido.
- ✓ Presencia de intersección semaforizada corriente arriba.

2.2.4.2.1 Alcance

La metodología descrita seguidamente está enfocada para intersecciones no semaforizadas controladas por pare o ceda el paso.

2.2.4.2.2 Limitaciones

www.bdigital.ula.ve

La metodología que se describirá a continuación es válida para intersecciones de hasta cuatro accesos (en forma de cruz) y con un máximo de tres canales por acceso. La metodología no presenta un método detallado para la estimación de la demora en intersecciones controladas por pare, sin embargo empleando apropiadamente parámetros como el intervalo crítico y el intervalo entre vehículos consecutivos, se puede aplicar la metodología.

2.2.4.2.3 Prioridad relativa de los distintos movimientos en la intersección

Los movimientos pueden ser categorizados de la siguiente manera:

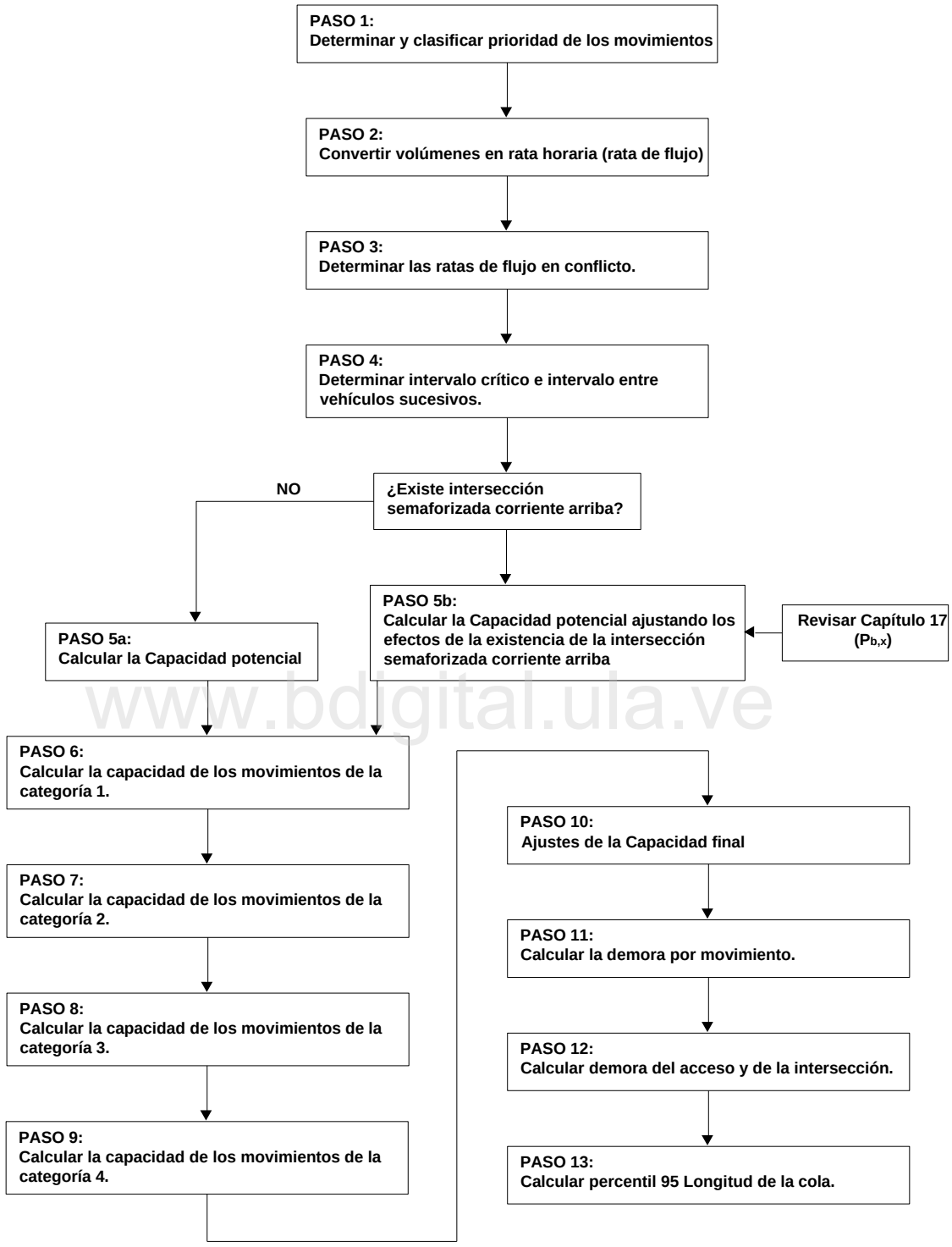
- ✓ Categoría 1: incluye el tráfico que sigue recto y el que gira a la derecha desde la vía prioritaria, y los peatones que atraviesan la vía no prioritaria.

C.C. Reconocimiento

- ✓ Categoría 2 (subordinada por la Categoría 1): incluye el giro a la izquierda y giro en U desde la vía prioritaria, el giro a la derecha hacia la vía prioritaria y los peatones que cruzan la vía prioritaria.
- ✓ Categoría 3 (subordinada por las Categoría 1 y 2): incluye el tráfico que sigue recto desde la vía no prioritaria (en caso de intersecciones en cruz), y el tráfico que gira a la izquierda desde la vía no prioritaria (en caso de intersección en "T").
- ✓ Categoría 4 (subordinada por las Categorías 1, 2 y 3): incluye el giro a la izquierda desde la vía no prioritaria (esta categoría aplica solo cuando se trata de una intersección en cruz).

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

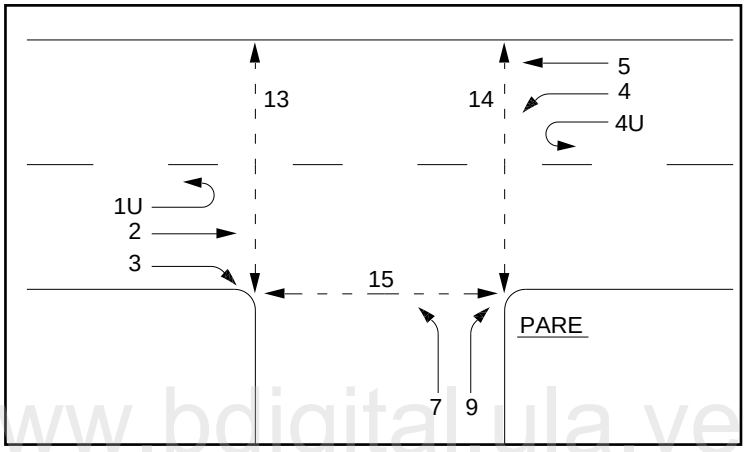
Figura 2.17 Metodología del HCM 2010 para intersecciones controladas por pare.

Fuente HCM 2010. Figura 19-4, pp. 19-8.

C.C. Reconocimiento

2.2.4.2.3 Descripción de la Metodología

La descripción de la metodología se realizará enfocándose en la categoría 2 (el giro a la izquierda desde la vía prioritaria en intersecciones en T, movimiento 4 en figura 2.18), que será el que se aplicará en el marco metodológico. En la figura 2.18 se presenta un esquema de la intersección en "T" con todos los posibles movimientos y la numeración que asume la metodología.



www.bdigital.ula.ve

Figura 2.18 Esquema de movimientos en intersección en "T".

Fuente HCM 2010. Figura 19-3, pp. 19-6.

Paso 1: *Determinar y clasificar prioridad de los movimientos*

La prioridad de cada movimiento debe ser designada apropiadamente en la categoría que corresponda para el posterior análisis. Los movimientos deben ser considerados en el siguiente orden:

- ✓ Giro a la izquierda desde la vía prioritaria.
- ✓ Giro a la derecha desde la vía no prioritaria.
- ✓ Giro en "U" desde la vía prioritaria.
- ✓ Movimientos rectos desde la vía no prioritaria.
- ✓ Giro a la izquierda desde la vía no prioritaria.

C.C. Reconocimiento

Paso 2: *Convertir volúmenes en rata horaria.*

Una vez realizadas las mediciones de campo se determina el volumen del período pico de 15min, el cual se convierte a rata horaria multiplicando por 4. Si no se tiene disponible el volumen pico del período de 15 minutos, sino se dispone del volumen horario, entonces se aplica la ecuación 2.27 para determinar la rata horaria o rata de flujo.

$$v_i = \frac{V_i}{FHP}$$ **Ecuación (2.27)**

Donde

v_i= rata horaria por movimiento *i* (veh/h)

V_i= Volumen por movimiento *i* (veh/h)

FHP= Factor hora pIco.

www.bdigital.ula.ve

Paso 3: *Determinar las ratas de flujo en conflicto*

Giro a la izquierda desde vía prioritaria: el movimiento de giro a la izquierda está en conflicto con el tráfico de sigue recto y que gira a la derecha desde la vía prioritaria, en la fig. 2.19 se denota con el número 4 el giro a la izquierda.

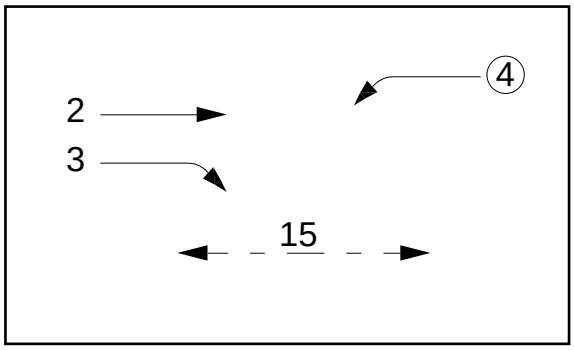


Figura 2.19 Definición de movimiento en conflicto con el giro a la izquierda desde vía prioritaria

Fuente HCM 2010. Figura 19-5, pp. 19-10.

C.C. Reconocimiento

Con la ecuación 2.28 se puede determinar la rata horaria del flujo en conflicto con el giro a la izquierda.

$$v_{c.4} = v_2 + v_3 + v_{15}$$ **Ecuación (2.28)**

Donde

$v_{c,4}$= rata de flujo en conflicto con el movimiento 4 (veh/h).

v_2= rata de flujo del movimiento 2 (veh/h).

v_3= rata de flujo del movimiento 3 (veh/h).

v_{15}= rata de flujo del movimiento 15.

Paso 4: *Determinar Intervalo crítico e Intervalo entre vehículos sucesivos*

El intervalo crítico de cada movimiento es determinado usando la ecuación 2.29, en donde se emplea la Tabla 2.19 y se realizan ajustes por pendiente y porcentaje de vehículos pesados.

www.bdigital.ula.ve

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV} * P_{HV} + t_{c,G} * G - t_{3,LT}$$ **Ecuación (2.29)**

Donde

$t_{c,x}$= intervalo crítico para el movimiento *x* (s).

$t_{c,base}$= intervalo crítico base tomado de la tabla 2.19 (s).

$t_{c,HV}$= factor de ajuste por vehículos pesados (1.0 para vías prioritarias con un canal por sentido; 2.0 para vías prioritarias con dos o tres canales por sentido) (s).

P_{HV}= proporción de vehículos pesados por movimiento (expresado en forma decimal).

C.C. Reconocimiento

$t_{c,G}$= factor de ajuste por pendiente (0.1 para movimientos 9 y 12; 0.2 para movimientos 7, 8, 10, 11) (s)

G= pendiente en porcentaje.

$t_{3,LT}$= factor de ajuste por geometría de la intersección (0.7 para movimientos de giro a la izquierda desde vías no prioritarias en intersecciones en T; si es caso contrario se toma 0.00).

Tabla 2.19 Intervalo crítico base para Intersecciones controladas por Pare.

Movimiento Vehículo	Intervalo crítico base $t_{c,x}$ (s)		
	Dos canales	Cuatro canales	Seis canales
Giro a la izquierda desde vía prioritaria	4.1	4.1	5.3
Giro en U desde vía prioritaria	N/A	6.4 (canal ancho) 6.9 (reducido)	5.6
Giro a la derecha desde la vía no prioritaria	6.2	6.9	7.1
Recto desde la vía no prioritaria*	Mov.1: 6.5 Mov.2, Etapa I: 5.5 Mov.2, Etapa II: 5.5	Mov.1: 6.5 Mov.2, Etapa I: 5.5 Mov.2, Etapa II: 5.5	Mov.1: 6.5 Mov.2, Etapa I: 5.5 Mov.2, Etapa II: 5.5
Giro a la izquierda desde vía no prioritaria**	Mov.1: 7.1 Mov.2, Etapa I: 6.1 Mov.2, Etapa II: 6.1	Mov.1: 7.5 Mov.2, Etapa I: 6.5 Mov.2, Etapa II: 6.5	Mov.1: 6.4 Mov.2, Etapa I: 7.3 Mov.2, Etapa II: 6.7

Fuente HCM 2010. Tabla 19-10, pp. 19-15.
*referido a Figura 19-8, pp.19-12; ** referido a Figura 19-9, pp. 19-13.

www.bdigital.ula.ve

De forma similar se calcula el intervalo entre vehículos sucesivos, como lo muestra la ecuación 2.30.

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV} * P_{HV}$$ **Ecuación (2.30)**

Donde

$t_{f,x}$= intervalo entre vehículos sucesivos para el movimiento *x* (s).

C.C. Reconocimiento

$t_{f,base}$= intervalo base entre vehículos sucesivos de la tabla 2.20 (s).

$t_{f,HV}$= factor de ajuste por vehículos pesados (0.9 para vías prioritarias con un canal por sentido; 1.0 para vías prioritarias con dos o tres canales por sentido) (s).

Tabla 2.20 Intervalo entre vehículos sucesivos base para Intersecciones controladas por Pare.

Movimiento Vehículo	Intervalo crítico base $t_{f,x}$ (s)		
	Dos canales	Cuatro canales	Seis canales
Giro a la izquierda desde vía prioritaria	2.2	2.2	3.1
Giro en U desde vía prioritaria	N/A	2.5 (canal ancho) 3.1 (reducido)	2.3
Giro a la derecha desde la vía no prioritaria	3.3	3.3	3.9
Recto desde la vía no prioritaria	4.0	4.0	4.0
Giro a la izquierda desde vía no prioritaria	3.5	3.5	3.8

Fuente HCM 2010. Tabla 19-11, pp. 19-16.

www.bdigital.ula.ve

Para valores altos de intervalo crítico e intervalo entre vehículos sucesivos, la capacidad de los movimientos no prioritarios disminuye.

Paso 5: *Cálculo de Capacidad Potencial*

Se desarrollará el punto para el caso cuando no existen intersecciones semaforizadas corriente arriba, dado que es el caso que se estudiará más adelante.

C.C. Reconocimiento

Capacidad potencial cuando no existen intersecciones semaforizadas corriente arriba.

La capacidad potencial es determinada por la ecuación 2.31.

$$c_{p,x} = v_{c,x} * \frac{e^{-v_{c,x}*t_{c,x}/3600}}{1 - e^{-v_{c,x}*t_{f,x}/3600}}$$ **Ecuación (2.31)**

Donde

$c_{p,x}$= potencial capacidad del movimiento *x* (veh/h).

$v_{c,x}$= rata horaria de los movimientos a los que debe ceder el paso el movimiento x (veh/h), en el caso estudiado sería $v_{c,4}$.

$t_{c,x}$= intervalo crítico del movimiento no prioritario (s).

$t_{f,x}$= intervalo entre vehículos sucesivos del movimiento no prioritario (s).

www.bdigital.ula.ve

Paso 6: *Capacidad de los movimientos de la categoría 1*

Para los movimientos que corresponden a la categoría 1, la presente metodología asume que es un flujo ininterrumpido por otros movimientos de otras categorías de menor prioridad, por tanto no se espera que ocurran demoras.

Paso 7: *Capacidad de los movimientos de la categoría 2*

Por criterio de la autora (2015) a continuación se explicará el caso de giro a la izquierda desde la vía prioritaria (Paso 7a), y el efecto de la existencia de un canal compartido para el movimiento recto y el que gira a la izquierda (Paso 7b).

Paso 7a: Capacidad del movimiento de giro a la izquierda desde vía prioritaria

La capacidad de movimiento 4 que corresponde al giro a la izquierda es la misma capacidad potencial, como lo representa la ecuación 2.32.

C.C. Reconocimiento

$$c_{m,x} = c_{p,x}$$ **Ecuación (2.32)**

Paso 7b: Efecto de la existencia de un canal compartido para el movimiento recto y el que gira a la izquierda

La probabilidad de que el movimiento de giro a la izquierda de la vía prioritaria esté libre de cola de vehículos puede ser determinada por la ecuación 2.33.

$$p_{0,j} = 1 - \frac{v_j}{c_{m,j}}$$ **Ecuación (2.33)**

Donde

$p_{0,j}$= probabilidad de que el movimiento de giro a la izquierda vía prioritaria esté libre de cola (asumiendo canal exclusivo de giro a la izquierda).

j= corresponde al movimiento 1 y 4 (movimientos de la categoría 2 incluidos: giro a la izquierda de la vía principal y giro en "U" usando en volumen y capacidad ajustada al caso de canal compartido).

www.bdigital.ula.ve

La metodología asume implícitamente que en la intersección existe un canal exclusivo de giro a la izquierda desde la vía prioritaria. Cuando se da el caso de que no exista este canal exclusivo, el movimiento recto y el que gira a la izquierda se dan en un canal compartido, generando posibles demoras en los vehículos que seguirán recto, cuando los vehículos que giran a la izquierda esperen una brecha adecuada para ejecutar la maniobra. De esta manera, la metodología presenta la ecuación 2.34 y 2.35 para determinar la probabilidad de que el giro a la izquierda de la vía principal esté libre de cola.

$$p_{0,j}^{*} = 1 - \frac{\left(1 - p_{0,j}\right)}{\left(1 - x_{i,1+2}\right)}$$ **Ecuación (2.34)**

Donde

C.C. Reconocimiento

$p^*_{0,j}$= proporción de que los vehículos de la categoría 1 no sean bloqueados.

i1 = corresponde al movimiento 2 y 5 (movimientos que siguen recto en la vía prioritaria).

i2 = corresponde al movimiento 3 y 6 (movimientos que giran a la derecha en la vía principal).

$x_{i,1+2}$ = grado de saturación combinado para movimientos recto y de giro a la derecha en vía prioritaria, calculado con la ecuación 2.30.

$$x_{i,1+2} = \frac{v_{i1}}{S_{i1}} + \frac{v_{i2}}{S_{i2}}$$ **Ecuación (2.35)**

Donde

S_{i1}= tasa de saturación del movimiento que sigue recto en la vía principal (su valor por defecto es de 1800 veh/h).

www.bdigital.ula.ve

S_{i2}= tasa de saturación del movimiento de giro a la derecha de la vía principal (su valor por defecto es de 1500 veh/h).

v_{i1}= rata horaria del movimiento que sigue recto en la vía prioritaria (veh/h).

v_{i2}= rata horaria movimiento giro a la derecha en la vía prioritaria (veh/h).

Pasos 8 y 9: *Capacidad de los movimientos de la categoría 3 y 4*

Estos pasos no se desarrollarán en el presente capítulo debido que involucra movimientos que no serán estudiados más adelante.

Paso 10: *Ajustes de la Capacidad final*

C.C. Reconocimiento

Este paso no se desarrollará en el éste capítulo, debido a que es el caso cuando en el acceso de la vía no prioritaria existe la presencia de un canal compartido para los movimientos, el cual no es de interés en el presente estudio.

Paso 11: *Calcular la demora por movimiento*

La demora experimentada por los conductores está afectada por diversos factores como por ejemplo dispositivos de control de tráfico, geometría de la intersección, volúmenes de tráfico, e incidentes.

Paso 11a: Calcular la demora de los movimientos de la categoría 2 y categoría 4

La demora para los movimientos de las categorías 2 y 4 se determina mediante la ecuación 2.36.

$$d = \frac{3600}{c_{m,x}} + 900T * \left[\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}}\right)\left(\frac{v_x}{c_{m,x}}\right)}{450T}}\right] + 5$$

Ecuación (2.36)

Donde

d= demora (s/veh)

v_x= rata horaria del movimiento *x* (veh/h)

$c_{m,x}$= capacidad del movimiento *x* (veh/h)

T= período de tiempo del análisis (períodos de 15 minutos, representan 0.25h)

Paso 11b: Calcular la demora de los movimientos de la categoría 1.

C.C. Reconocimiento

El efecto que genera el canal compartido para el giro a la izquierda en la vía prioritaria sobre el movimiento que sigue recto, puede llegar a ser significativo, ya que se generan demoras para los vehículos que siguen recto. La metodología permite estimar la proporción de que los vehículos que siguen recto (categoría 1) sean bloqueados, así como calcular la demora promedio de este movimiento, a través de las ecuaciones 2.37 ó 2.38.

$$d_{categoria\ 1} = \frac{\left(1 - p^*_{0,j}\right) * d_{M,LT} * \left(\frac{v_{i,1}}{N}\right)}{v_{i,1} + v_{i,2}} \quad N > 1$$ **Ecuación (2.37)**

$$d_{categoria\ 1} = \left(1 - p^*_{0,j}\right) * d_{M,LT} \quad N = 1$$ **Ecuación (2.38)**

Donde

$d_{categoria\ 1}$= demora de los vehículos de la categoría 1.

N= número de canales que siguen recto por dirección en la vía prioritaria.

www.bdigital.ula.ve

$d_{M,LT}$= demora de los vehículos que giran a la izquierda, ecuación 2.31.

Paso 12: *Calcular demora en el acceso y en la intersección*

Este punto es de interés si se requiere conocer la demora por acceso y de la intersección, pero como en el presente capítulo se está explicando sólo para el movimiento 4, no se desarrollará este paso.

Paso 13: *Calcular el percentil 95 de la longitud de cola*

La longitud de cola es una consideración importante en intersecciones no semaforizadas. La ecuación 2.39 puede estimar la longitud de cola para cualquier movimiento no prioritario en la intersección durante un intervalo de tiempo de 15 minutos pico.

C.C. Reconocimiento

$$Q_{95} \approx 900T * \left[\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}} \right)\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} \right)}{150T}} \right] * \left(\frac{c_{m,x}}{3600} \right)$$

Ecuación (2.39)

Donde

Q_{95}= percentil 95 de la longitud de cola (veh)

v_x= rata horaria del movimiento *y* en el canal compartido (veh/h)

$c_{m,x}$= capacidad del movimiento *y* en el canal compartido

T= período de tiempo del análisis (períodos de 15 minutos, representan 0.25h)

www.bdigital.ula.ve

2.2.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas de recolección de datos son muy variadas, las cuales dependen del tipo de variables que se quieran conocer, ya sean volúmenes, velocidades, demoras. Según las condiciones imperantes del tráfico y de la importancia del estudio existen varios métodos que permiten realizar estimaciones de estas variables, los cuales serán descritos seguidamente.

2.2.5.1 Mediciones de Volúmenes de Tránsito

2.2.5.1.1 Técnicas para medir volúmenes

Según Cal y Mayor y Cárdenas (2007)[12] existen diversas formas de obtener registros vehiculares por observación directa, como lo son:

C.C. Reconocimiento

- ✓ *Conteos manuales*, que son muy útiles para conocer la composición vehicular, volúmenes de tráfico por canales y de movimientos direccionales en intersecciones.
- ✓ *Conteos mecánicos*, requiere de contadores automáticos de volúmenes de tránsito que contabilizan y registran los ejes de los vehículos.
- ✓ *Conteos con fotografía y filmación*, es una técnica más sofisticada con equipos adaptados a computadoras.

Según Radelat (2003)[11] los *conteos manuales* requieren de una pequeña inversión inicial, apenas se requiere de hojas (planillas de conteo), lápices contadores, cronómetros, pero requiere de muchas horas hombre para el procesamiento de los datos; mientras que los *conteos mecánicos* pueden captar grandes cantidades de datos en menor tiempo, con una mayor precisión y un personal mínimo. Los conteos con fotografía y filmación son un método rápido y económico, pero es largo el procesamiento de datos, al menos que pueda realizarse un análisis automático de imágenes, pero requiere de equipos especiales.

www.bdigital.ula.ve

El empleo de cualquiera de estos métodos de conteo dependerá de lo que se quiere conocer y el lugar de aplicación, porque cuando se trata por ejemplo de conteos que duran pocas horas, es preferible realizarlo manualmente que trasladar y montar equipos automáticos; así como en el caso de conteos clasificados y direccionales, se recomienda realizarlo de forma manual, porque el personal tiene una mejor percepción de lo que ocurre en el sitio.

2.2.5.1.2 Duración de los conteos

Los conteos en su mayoría son cortos, y se realizan en las horas pico en períodos de 15 minutos generalmente, pero también pueden realizarse en períodos de 4, 6, 10, 12, 15, 20 ó 30 minutos. Si interesa conocer la variación diurna del tráfico se pueden hacer mediciones de 12 horas o menos dependiendo del comportamiento del tráfico

C.C. Reconocimiento

y de la importancia del estudio (Radelat, 2003)[11]. Los conteos deben realizarse en condiciones normales del tráfico, evitando días de fiesta, temporada vacacional, mal tiempo, ya que arrojan resultados incorrectos, al menos que se quiera conocer el efecto de estas condiciones sobre el tráfico existente.

Existen los conteos de tipo periódico que se emplean para determinar las características anuales del tráfico, como lo son los *conteos continuos* con el uso de contadores mecánicos o electrónicos en estaciones permanentes de conteo; *conteos de control* se realizan en estaciones de control que permiten precisar variaciones estacionales y mensuales de las características del tránsito; y los *conteos de cobertura* que se usan para estimar el PDT a partir de los conteos de control (Garber y Hoel, 2005)[13].

2.2.5.1.3 Distribución y composición del tráfico

Según Cal y Mayor y Cárdenas (2007)[12] las distribución por canales debe ser considerada, tanto en vías de dos canales como es vías multicanales, ya que el comportamiento de los volúmenes de tráfico en cada canal varía en función de la cantidad de vehículos que demande las vías.

www.bdigital.ula.ve

Para Kraemer (2003)[14] en carreteras de dos canales suele considerarse los volúmenes en ambos sentidos cuando se van a estudiar volúmenes diarios; pero cuando se requiere el análisis de volúmenes horarios, recomienda el estudio de volúmenes por sentido de circulación.

Del mismo modo es útil conocer la composición vehicular, y se mide a través de porcentajes con respecto al volumen total: porcentajes de vehículos livianos, de autobuses y de camiones.

C.C. Reconocimiento

2.2.5.1.4 Variación diaria del volumen de tráfico

Se considera que para carreteras principales los volúmenes son muy estables de lunes a viernes, mientras que los fines de semana se registran variaciones muy marcadas, que dependiendo de la zona puede existir una considerable demanda de tipo turístico y recreacional. En carreteras secundarias los más altos volúmenes están dados entre semana (Cal y Mayor y Cárdenas, 2007)[12].

2.2.5.2 Mediciones de la Velocidad

2.2.5.2.1 Técnicas para medir Velocidad Puntual

Según Cal y Mayor y Cárdenas (2007)[12] el método manual más utilizado es el del *cronómetro*, para el que se fija una distancia en el pavimento entre 25 m – 80 m, haciendo marcas con pintura, y se mide el tiempo que un vehículo tarda en recorrer dicha distancia. Para Radelat (2003)[11] pueden ocurrir errores de paralaje al realizar las marcas sobre el pavimento, por lo que se puede emplear un *enoscopio*, que es una caja en forma de "L", que dobla la visual del observador 90°. Estas técnicas requieren de una mínima inversión, pero tienen un bajo rendimiento, y cuando los volúmenes son elevados se dejan de observar muchos vehículos mientras se hace la toma de la velocidad de un vehículo.

www.bdigital.ula.ve

Para Radelat (2003)[11] los medidores de velocidad a base del *radar* son los más utilizados para medición de velocidad, debido a que es muy sencillo su uso, basta con colocarlo sobre un trípode, un vehículo o en la mano, apuntar hacia el vehículo y tomar la medida de velocidad; debe considerarse ubicar el radar formando un ángulo inferior a 15° entre el eje de la vía y la dirección en que apunta el radar, para evitar errores en la lectura de la velocidad.

Según Garber y Hoel (2005)[13] pueden emplearse los llamados detectores de camino, que son los *tubos neumáticos* y *espirales inductoras* que permiten recolectar datos

C.C. Reconocimiento

de velocidad y de volumen al mismo tiempo, reduciendo la probabilidad de errores, pero tienen el inconveniente de que son costosos, y a la vista del conductor por lo que es posible que se distorsionen las velocidades. Por otro lado, los detectores electrónicos permiten obtener velocidad, volumen, longitud de colas, intervalos entre vehículos, entre otros, a partir de técnicas de filmación, y un microprocesador determina la presencia o paso del vehículo.

Según Andueza (1984)[29] la velocidad puntual puede estimarse de manera analítica, en función de los resultados obtenidos en un trabajo de investigación que tenía como objetivo, determinar una relación entre la velocidad y un grupo de variables independientes, como los radios de curvatura, peralte, longitud de rectas, entre otras, empleando un análisis de regresión lineal; la muestra del estudio estuvo representada por vehículos livianos y permite estimar velocidades en curvas y en rectas. Seguidamente se presentan algunos modelos obtenidos del trabajo de investigación para la estimación de la velocidad del percentil 85, que para el caso de las curvas se presentan las ecuaciones 2.40 y 2.41, que son modelos con una variable y dos variables independientes, respectivamente; y para el caso de rectas la ecuación 2.42 con una variable independiente

www.bdigital.ula.ve

$$S_{85} = 106.84 - 3848 * \frac{1}{R_c}$$ **Ecuación (2.40)**

$$S_{85} = 108.60 - 3510 * \frac{1}{R_c} - 934 * \frac{1}{R_a}$$ **Ecuación (2.41)**

$$S_{85} = 109.06 - 3669 * \frac{1}{R_{ar}}$$ **Ecuación (2.42)**

Donde

S_{85} = percentil 85 de las velocidades en la curva (Km/h).

R_c = radio de la curva (m).

C.C. Reconocimiento

R_a = radio de la curva anterior (m).

R_{ar} = radio de la curva anterior al tramo recto (m).

2.2.5.2.2 Número de observaciones

Según Radelat (2003)[11] para obtener la media aritmética de las velocidades, el número de observaciones debe ser el dado por la ecuación 2.43.

$$N \geq \left(\hat{S} * z/E\right)^2 \quad ; \quad N \geq 30$$ **Ecuación (2.43)**

Donde

N= número de observaciones

z= Constante correspondiente al nivel de confianza deseado, tabla 2.21.

$\hat{S}$= estimación de la desviación típica de la población de velocidades (km/h), tabla 2.22.

www.bdigital.ula.ve

E= Error tolerable máximo en la media de las velocidades.

El error tolerable máximo en la media de las velocidades oscila entre 1km/h – 5km/h.

Tabla 2.21 Valores de la constante z para varios niveles de confianza.

Nivel de confianza (%)	Valor de la constante z
68.3	1.00
90.0	1.64
95.0	1.96
95.5	2.00
99.0	2.58
99.7	3.00

FUENTE: Radelat, G. (2003). *Principios de Ingeniería de Tránsito.* Washington, D.C. Institute of Transportation Engineers. Tabla 5-3, p.109.

C.C. Reconocimiento

Tabla 2.22 Desviaciones típicas comunes de velocidades puntuales para distintos tipos de tránsito y vía (km/h)

Tipo de tránsito	Tipo de Vía	Desviación típica Ŝ
Rural	Dos canales	8.5
Rural	Cuatro canales	6.8
Intermedio	Dos canales	8.5
Intermedio	Cuatro canales	8.5
Urbano	Dos canales	7.7
Urbano	Cuatro canales	7.9
Valor redondeado		8.0

FUENTE: Radelat, G. (2003). *Principios de Ingeniería de Tránsito.* Washington, D.C. Institute of Transportation Engineers. Tabla 5-4, p.109.

2.2.5.2.3 Técnicas para medir la velocidad a flujo libre

La velocidad a flujo libre también es una velocidad puntual cuando se considera un tramo corto y uniforme, pero observando sólo aquellos que se identifican como libres, y se puede obtener empleando las técnicas de medición de velocidad puntual; la muestra de vehículos es la misma que se recomienda para velocidades puntuales (Andueza, 2013)[26].

www.bdigital.ula.ve

Según Radelat (2003)[11] un vehículo se identifica como libre si el intervalo con el vehículo que lo precede es de menos de tres segundos, y no se debe incluir en la muestra los vehículos que vayan a la cabeza de los pelotones; del mismo modo proporciona un método menos preciso para la medición de velocidades a flujo libre, que puede ser utilizado en estudios preliminares, y es el llamado *vehículo piloto*, que consiste en recorrer en un automóvil el tramo de vía de interés, y tomar la lectura en el velocímetro de la máxima velocidad sostenida cuando el vehículo piloto no está demorado por otro, ésta sería la velocidad a flujo libre.

2.2.5.3 Mediciones de elementos geométricos de la vía

Existen distintos métodos para obtener los elementos geométricos de la vía, la aplicación de los mismos depende de la información existente, la importancia del

C.C. Reconocimiento

estudio y del nivel de precisión requerido, a continuación se hace una breve descripción:

- ✓ A partir de planos existentes con escalas adecuadas que permitan conocer los elementos geométricos de la vía de interés.
- ✓ A partir de imágenes satelitales, si un nivel de precisión no es requerido, y si en la zona de estudio las imágenes están actualizadas a las condiciones actuales.
- ✓ Con el uso de instrumentos simples tales como cintas métricas, odómetros, clisímetros, permite realizar un croquis de dimensiones reales, pero con baja precisión.
- ✓ Si se requiere un nivel de precisión alto, se pueden emplear estación total, GPS navegadores, y GPS diferencial, realizando un levantamiento topográfico del tramo de vialidad o intersección en estudio.

www.bdigital.ula.ve

2.2.5.4 Topografía de la zona

Dependiendo del tipo de estudio interesa la precisión con que se requiere la información topográfica, que puede obtener de distintas formas:

- ✓ Con el uso de Cartografía nacional, si quiere conocerse la tipología de la zona de estudio.
- ✓ Empleando imágenes satelitales.
- ✓ Si quiere conocerse la pendiente, también puede obtenerse por medio de clisímetros.
- ✓ Utilizando equipos para realización de levantamiento topográfico plani-altimétrico, tales como estación total, GPS navegadores, y GPS diferencial.

C.C. Reconocimiento

CAPITULO III. MARCO METODOLOGICO

3.1 Consideraciones Generales

En el presente capítulo se presentan las metodologías empleadas para el desarrollo de la investigación, considerando que de los criterios de la autora depende la selección de los sitios de estudio; para este caso la autora decide elegir dos muestras con escenarios diferentes en cuanto a topografía, y comportamiento del tránsito.

Se describirán los procedimientos realizados para la obtención de los datos necesarios para el estudio, tales como para mediciones de volúmenes de tráfico, mediciones de velocidades, de elementos geométricos de la vía y la topografía de la zona. Estos datos son fundamentales para conocer el comportamiento del tráfico en sitio, y así estudiar qué tipo de mejoras de bajo costo sería más adecuada implementar, para luego poder realizar una evaluación de la condición operativa del tránsito en los sitios de estudio, antes y después de las mejoras que puedan plantearse, empleando metodologías presentadas por el Manual de Capacidad HCM 2010.

www.bdigital.ula.ve

3.2 Tipo de Investigación

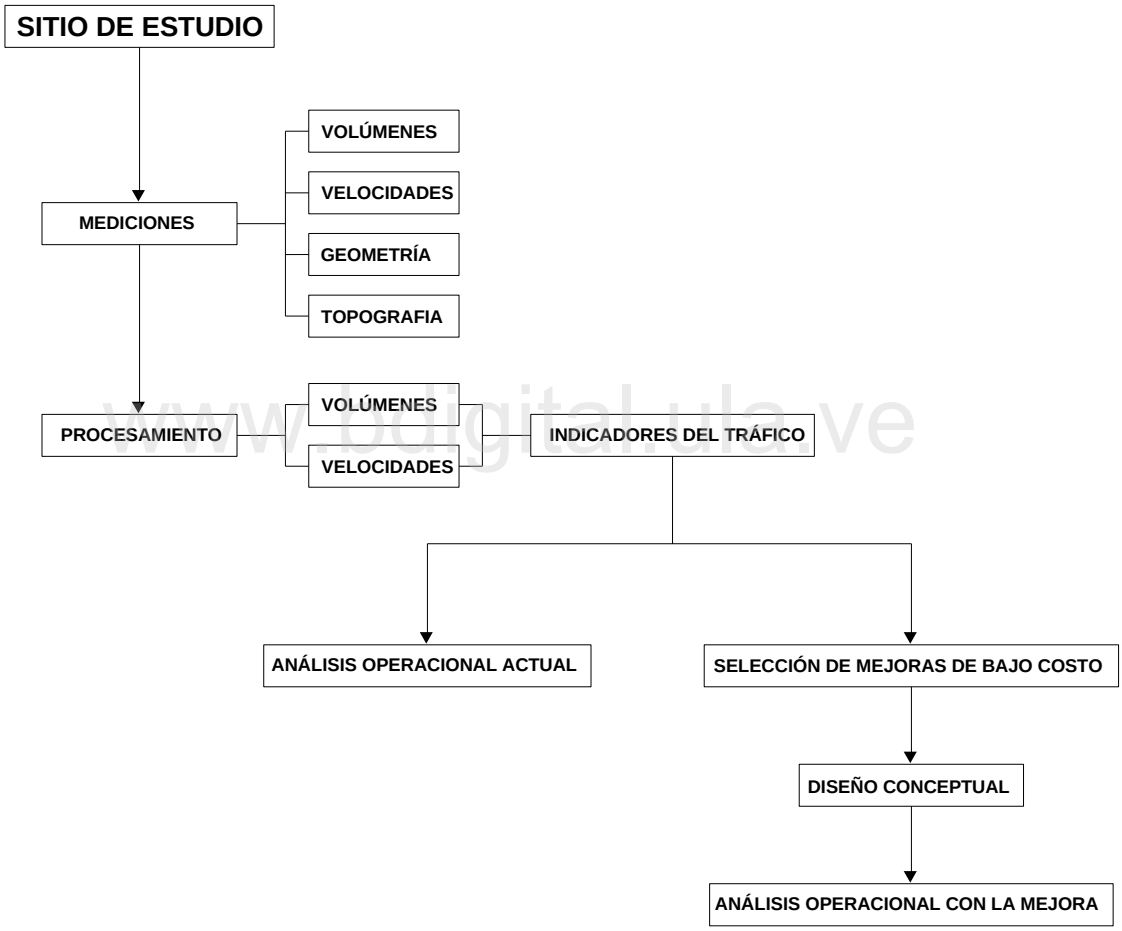
En función de los objetivos planteados, se puede decir que el tipo de investigación es Descriptiva, debido a que se estudian Medidas de Bajo Costo para carreteras de dos canales, con el fin de aplicar alguna de éstas en alguna carretera que cumpla con lo estipulado en la presente investigación, y luego comparar el comportamiento del tráfico de los puntos críticos en condición actual, y con la respectiva mejora que se

C.C. Reconocimiento

proponga, empleando la Metodología dada por el HCM 2010 para la obtención de la capacidad y nivel de servicio.

3.3 Diseño de la Investigación

Los procedimientos a seguir para desarrollar la presente investigación, están representados en la figura 3.1, los cuales serán explicados a continuación.



www.bdigital.ula.ve

Figura 3.1 Esquema Metodológico.

En primer lugar debe seleccionarse el sitio de estudio, en base a distintos criterios del investigador. Se debe evaluar la problemática que se presenta en el caso seleccionado, así como el comportamiento del tráfico, para luego proceder a

C.C. Reconocimiento

escoger el tipo de medición que mejor se ajuste a los datos que deban tomarse en campo, y también en función de las herramientas con las que se cuente para la toma de los mismos. En el capítulo anterior, se describieron distintas técnicas para la recolección de datos de volumen, velocidad, geometría y topografía.

Luego de realizar las mediciones correspondientes a volumen y velocidad, se procede al procesamiento de los datos, para así obtener los valores representativos o indicadores del tráfico, que permitirán entender el comportamiento del tránsito vehicular, realizándose a su vez un análisis operacional con las metodologías expuestas por el HCM 2010[25], para conocer la capacidad y nivel de servicio bajo el cual está operando la vía actualmente.

Una vez hecho esto se procede a realizar un análisis de cuáles mejoras de bajo costo pueden plantearse en el sitio de estudio, tomando en cuenta los requerimientos del tráfico, y seleccionando entre ellas la más adecuada.

www.bdigital.ula.ve

Al definir qué tipo de mejora de bajo costo se aplicará al sitio de estudio, se deberá evaluar la futura operatividad de la vía tomando en cuenta la implementación de la mejora; por lo que se realizará un análisis operacional para obtener capacidad y nivel de servicio utilizando como herramienta el HCM 2010[25].

3.4 Población o Universo de Estudio

La población o universo de estudio de la presente investigación, abarca todas las carreteras de dos canales que existen en el país, bajo cualquier categorización y condiciones de tráfico.

3.5 La muestra de estudio

Se realizó un muestreo no probabilístico de tipo intencional, ya que se desconoce la probabilidad que tienen los elementos de la población para integrar la muestra. En base a distintos criterios adoptados por la autora, considerando la tipología de las

C.C. Reconocimiento

carreteras, condiciones de tráfico existentes, ausencia de soluciones de bajo costo en las mismas, la topografía del terreno y geometría, seleccionó para el desarrollo del presente trabajo de investigación, dos sitios de estudio: el primero corresponde a una intersección no semaforizada controlada por señal de pare y el segundo caso un tramo de carretera de dos canales en vía principal.

3.5.1 Ubicación de Muestra de Estudio Nro. 1

La muestra denominada Nro.1 se trata de una intersección no semaforizada, que se encuentra ubicada sobre la Troncal 01, en el poblado de Onia Municipio Alberto Adriani del Estado Mérida, y sus coordenadas geográficas son Latitud: 8°34'34"N Longitud: 71°41'47"O.

En la figura 3.2 se presenta la ubicación de la muestra Nro. 1.

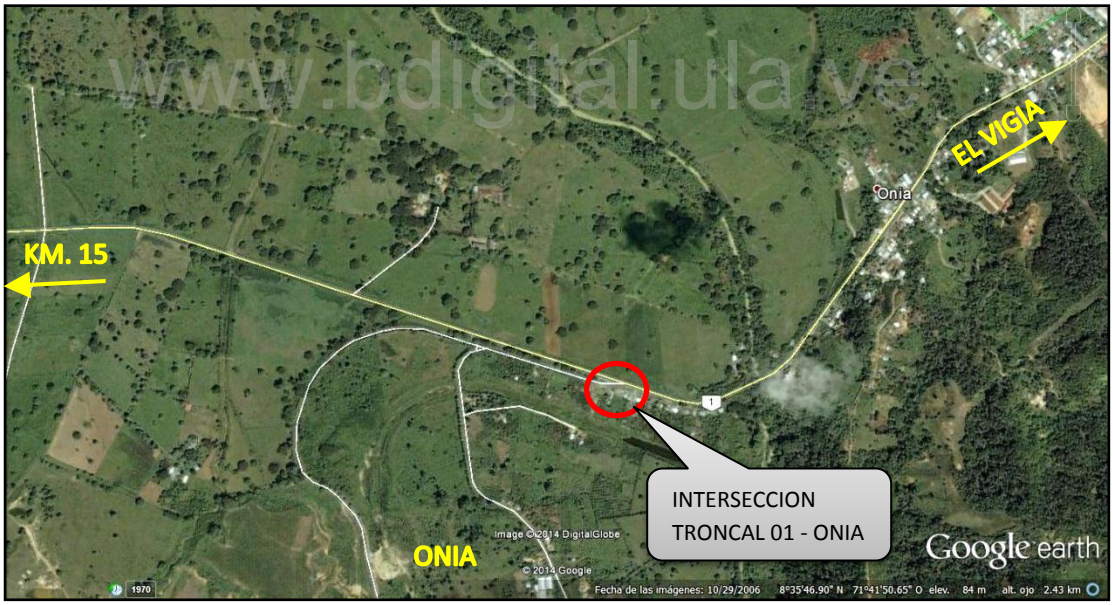


Figura 3.2 Muestra de Estudio Nro. 1 Intersección Troncal T001 – Onia.

C.C. Reconocimiento

3.5.2 Ubicación de Muestra de Estudio Nro. 2

La muestra Nro. 2 se trata de un tramo de carretera de dos canales ubicado sobre la Troncal 07 entre el caserío Escagüey y el poblado de Mucurubá, Municipio Rangel del Estado Mérida. Las coordenadas geográficas correspondientes son del lado Escagüey con una Latitud: 8°41'19"N Longitud: 70°59'53"O, y del lado Mucurubá Latitud: 8°42'25"N Longitud: 70°59'38"O. En la figura 3.3 se presenta el tramo en estudio de la muestra Nro. 2.

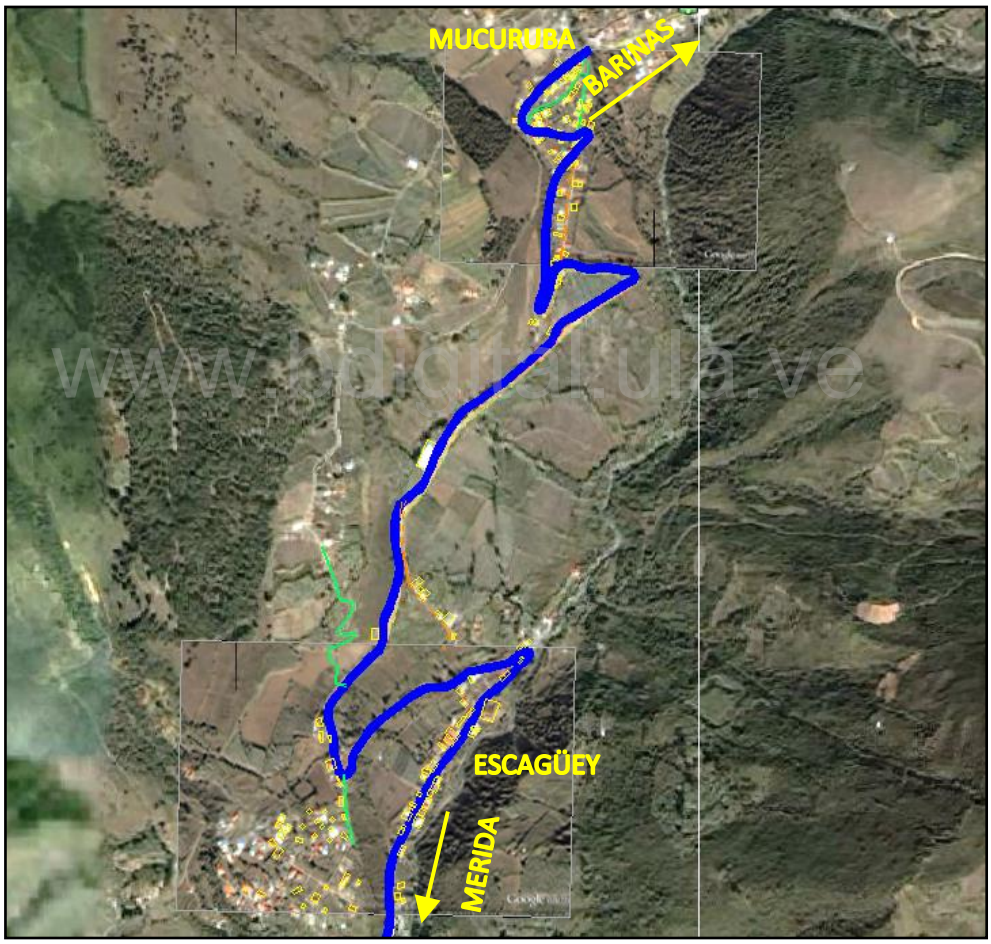


Figura 3.3 Muestra de Estudio Nro. 2 Escagüey – Mucurubá Troncal T007.

C.C. Reconocimiento

3.6 Medición

A continuación se realizará una descripción de las técnicas empleadas para estimar variables, tales como volumen y velocidad; también se detallará la forma en que se procedió para la obtención de los elementos geométricos y condiciones operativas, en las dos muestras de estudio consideradas en la investigación.

3.6.1 Mediciones en Muestra Nro. 1.

La muestra Nro. 1 se trata de una intersección no semaforizada ubicada sobre una carretera principal de dos canales (Troncal 01 – Acceso Onia), categorizada como carretera rural, en buen estado de conservación.

3.6.1.1 Mediciones de Volúmenes de Tránsito

En la muestra Nro. 1 interesa conocer los volúmenes horarios por sentido de circulación y de los movimientos direccionales, así como también la composición vehicular; en función de lo descrito se procedió a realizar conteos manuales, ya que de este modo puede tenerse una mejor apreciación de lo que ocurre en dicha intersección.

www.bdigital.uta.ve

Los conteos manuales fueron realizados en el mes de agosto, y se escogieron dos días de la semana: lunes 25/08/2014, y martes 26/08/2014. Para el caso de medición de volúmenes sobre la Troncal 01 se realizó durante un lapso de tiempo de 5 horas continuas desde las 7:00am – 12:00pm, período que contempla horas pico y horas valle del flujo vehicular, en sentido *El Vigía – Km. 15 y Km. 15 – El Vigía*.

También se realizaron mediciones en los movimientos direccionales de la intersección, como lo es el giro a la izquierda desde la Troncal 01 en dirección el Vigía – Onia, el giro a la derecha desde la Troncal 01 sentido Km. 15 – Onia, y el giro a la derecha desde la vía secundaria Onia – El Vigía. Estas mediciones se hicieron

C.C. Reconocimiento

durante 3 horas, tratando de abarcar horas pico y hora valle, desde las 7:30am – 9:30am y de 11:30am – 12:30pm.

Las mediciones se realizaron en períodos de 15 minutos, y clasificando el tipo de vehículo en: vehículos livianos, autobuses y camiones (vehículos con 6 ruedas o más). La condición ambiental en los días seleccionados para la medición fue favorable, ya que fueron días soleados y sin presentarse eventos extraordinarios. En las figuras 3.4 y 3.5 se representan las planillas tipo utilizadas para la recolección de datos de volúmenes de tráfico, por movimiento y por sentido de circulación.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

CONTEOS DIRECCIONALES INTERSECCION

TRABAJO DE CAMPO. POSTGRADO DE INGENIERIA VIAL

INTERSECCION:	
ENCUESTADOR:	FECHA:
OBSERVADOR:	DIA:
MOVIMIENTOS:	HORA:

HORA			INICIO:			INICIO:
	TIPO DE VEHICULO			TIPO DE VEHICULO		
	LIVIANO	T. PUBLICO	CAMION	LIVIANO	T. PUBLICO	CAMION
OBSERVACIONES:						

www.bdigital.ula.ve

Figura 3.4 Planilla tipo de conteos direccionales por movimientos en Intersección.

C.C. Reconocimiento

CONTEOS DIRECCIONALES

UBICACION:	
	FECHA:
ENCUESTADOR:	DIA:
OBSERVADOR:	HORA:

HORA	DIRECCION DEL FLUJO:		
	TIPO DE VEHICULO		
	LIVIANO	TRANSPORTE PUBLICO	CAMION

OBSERVACIONES:

www.bdigital.ula.ve

Figura 3.5 Planilla tipo de conteos direccionales.

C.C. Reconocimiento

3.6.1.2 Mediciones de la Velocidad

Para la muestra Nro. 1 las velocidades se midieron en dos puntos diferentes, después de la intersección Troncal 01 – Onia, y en la intersección de Onia propiamente, en sentido El Vigía – Km. 15. La medición después de la intersección se realizó con el fin de conocer la velocidad que deberían llevar los vehículos al pasar por la intersección, ya que actualmente existen unos reductores de velocidad justo antes de la misma, que obliga a los conductores a conducir a menor velocidad al pasar por la intersección.

La técnica empleada para ambas mediciones de velocidades fue la del cronómetro, por tanto, se fijó una distancia de 60 m sobre el pavimento y se midió con un cronómetro el tiempo que tardaba un vehículo en recorrerla. El cronómetro empleado contaba con una apreciación de décimas de segundos.

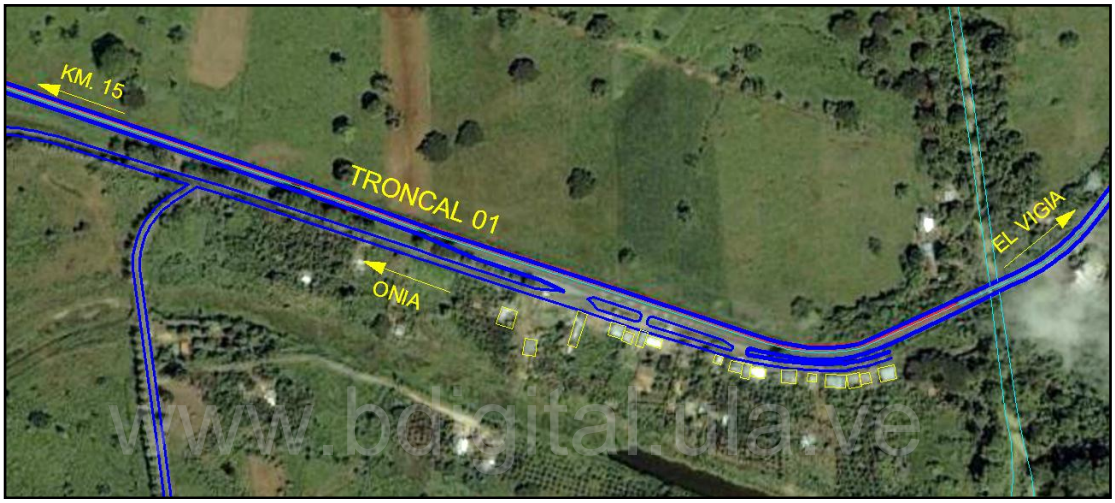
El número se observaciones realizadas se rigió por el resultado obtenido de la ecuación 2.43, considerando una desviación típica para un tipo de tránsito rural y de dos canales, de 8.5 según tabla 2.22; para un nivel de confianza del 95% se toma como estimación del valor de "z" 1.96 de la tabla 2.21, y un error tolerable máximo de 2.6. De acuerdo a estos valores se obtiene que el número de observaciones debe ser mayor o igual a 42; en las mediciones de campo se realizaron 42 observaciones de velocidad para los puntos descritos anteriormente.

La presentación de los datos de medición de velocidades se realizará en una tabla de distribución de frecuencias, y con una curva de distribución de frecuencia acumulada, también conocida como ojiva. Del mismo modo se determinaran valores de interés como la velocidad media y su desviación estándar; y a través de la curva de frecuencia acumulada se obtendrá los percentiles 50, 85 y 15.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

3.6.1.3 Mediciones de elementos geométricos de la vía

El croquis de la vía adyacente a la intersección se obtuvo por medio de imágenes satelitales, las cuales permitieron tener una visión más amplia de la zona de estudio y de la geometría de la intersección, la cual se levantó con instrumentos simples, tales como la cinta métrica, el odómetro y el clisímetro. En la figura 3.6 se presenta un croquis de la intersección de Onia con la Troncal 01.



www.bdigital.ula.ve

Figura 3.6 Croquis de Intersección Troncal 01 – Onia.

3.6.1.4 Topografía de la zona

A partir de imágenes satelitales y de la Cartografía Nacional (carta 5841 a escala 1:100.000), se conoce que la topografía de la zona de estudio de la muestra Nro. 1 es terreno llano, con pendientes muy bajas.

También haciendo uso del clisímetro se obtuvieron pendientes del terreno de alrededor 0.5%.

C.C. Reconocimiento

3.6.2 Mediciones en Muestra Nro. 2.

La muestra Nro. 2 se trata de un tramo de carretera principal en la Troncal 07, que va desde Escagüey hasta Mucurubá, categorizada como carretera rural, en buen estado de conservación.

3.6.2.1 Mediciones de Volúmenes de Tránsito

En la muestra Nro. 2 interesa conocer los volúmenes horarios por sentido de circulación, y su composición vehicular, por lo que se realizaron conteos manuales, registrando la información en la planilla tipo de la figura 3.4. Los conteos se realizaron en el mes de septiembre, y se escogieron dos días de la semana: miércoles 10/09/2014, y jueves 11/09/2014, durante un lapso de tiempo de 5 horas continuas desde las 12:30pm – 5:30pm, período que contempla horas pico y horas valle del flujo vehicular. La condición ambiental en los días seleccionados para la medición fue favorable, ya que fueron días soleados. Debe decirse que la medición fue realizada en temporada vacacional, y debido a que esta vía es de uso turístico, es posible que los resultados de volúmenes se encuentren afectados por esta condición; pero tomando en cuenta que las mediciones fueron hechas con fines académicos, se consideran aceptables los resultados.

www.bdigital.ula.ve

Las mediciones se realizaron en períodos de 15 minutos, y clasificando el tipo de vehículo en: vehículos livianos, autobuses y camiones (vehículos con 6 ruedas o más).

3.6.2.2 Mediciones de la Velocidad

En la muestra Nro. 2 se estudió un tramo de carretera de dos canales, por lo que es necesario conocer la velocidad a flujo libre en el mismo. El método utilizado para medir la velocidad a flujo libre fue el del vehículo piloto. Se realizaron cinco recorridos en el tramo para obtener un promedio de velocidad a flujo libre.

C.C. Reconocimiento

Por otro lado, considerando que la muestra Nro. 2, se refiere a un tramo de carretera de montaña, con variabilidad en las pendientes, fue necesario medir las velocidades promedio en tramos donde existe la longitud crítica, es decir en puntos críticos; así como también la velocidades promedio clasificadas antes de la pendiente crítica (para el caso de estudio se midieron las velocidades en el sector Valle Hermoso, antes de Cacute donde empiezan las pendientes fuertes en la vía). El método que se empleó fue el del cronómetro para un total de 40 observaciones en cada sitio, y por vehículo clasificado, así se tienen datos de velocidades de camiones y de vehículos livianos. La medición fue hecha para una longitud base de 25m.

Para establecer a partir de qué punto el vehículo entra en velocidad crítica (punto crítico), se empleó la figura 2.4 del Capítulo II correspondientes a valores característicos de longitudes críticas de pendientes, que de acuerdo a la pendiente longitudinal se puede conocer si un determinado tramo sobrepasa la longitud crítica, para una reducción de velocidad determinada, según la Norma Venezolana[9].

www.bdigital.ula.ve

3.6.2.3 Mediciones de elementos geométricos de la vía

El croquis del tramo desde Escagüey hasta Mucurubá fue obtenido por medio de imágenes satelitales, capturadas en el navegador del Google Earth; la geometría de los canales se obtuvo con el empleo de instrumentos simples tales como cinta métrica, el odómetro y el clisímetro.

El tramo desde Escagüey – Mucurubá se dividió en sub-tramos de pendientes similares, para realizar mediciones de pendiente longitudinal de la vía empleando un clisímetro; de este modo se puede conocer la pendiente ponderada del tramo de la muestra Nro. 2; en el capítulo siguiente se indicarán las pendientes ponderadas por tramo.

C.C. Reconocimiento

3.6.2.4 Topografía de la zona

A partir de imágenes satelitales y de la Cartografía Nacional (carta 6042 a escala 1:100.000), se conoce que la topografía de la zona de estudio de la muestra Nro. 2 es terreno montañoso, con una topografía muy accidentada y pendientes muy variables.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

CAPITULO IV. PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1 Consideraciones Generales

A continuación se desarrollarán las técnicas para el procesamiento de los datos obtenidos de las mediciones de campo, tanto de volúmenes de tráfico como los de velocidad; de esta manera se obtendrán variables de interés que reflejan el comportamiento del tráfico, y aplicando conocimientos de estadística descriptiva para determinar valores de posición y dispersión, se representará por medio de tablas y gráficos la distribución de volúmenes y de velocidades en los sitios de estudio, Intersección Onia con Troncal 01 (Muestra Nro. 1), y tramo desde Escagüey hasta Mucurubá en Troncal 07 (Muestra Nro. 2).

www.bdigital.ula.ve

4.2 Codificación y Tabulación de Datos

Existen diversas técnicas para el procesamiento de los datos medidos en campo, que dependiendo del tipo de medición y del tipo de variable a medir, se establecen métodos que conllevan a la reducción de los datos para una mejor interpretación y representación de los mismos.

4.2.1 Reducción de datos de Volúmenes

Según Radelat (2003)[11] cuando los conteos se hacen de forma manual por medio de trazos, éstos se deben sumar y ordenar de manera tabulada o a través de gráficos para representar los volúmenes horarios medidos, y clasificados según el criterio de medición. Si los datos provienen de contadores mecánicos, deben procesarse de acuerdo al número de ejes.

C.C. Reconocimiento

El análisis de los datos de volúmenes consiste en aplicaciones de estadística descriptiva para la determinación de valores tales como PDT, VHP, y distintos porcentajes; asimismo se representa los datos por medio de gráficos que reflejen las variaciones horarias, diarias, mensuales, y la composición vehicular.

El procesamiento de los datos se realizará de forma manual empleando como herramienta de ayuda, el software Excel del paquete de Office 2013, y algunas operaciones aritméticas.

4.2.2 Reducción de datos de Velocidad

Según Garber y Hoel (2005)[13] los datos de velocidad se toman para una muestra de vehículos, pero como deben representar a la población total, se emplean métodos estadísticos para el análisis de los datos. Comúnmente se realiza una tabla de distribución de frecuencias, donde se establecen rangos de velocidad a los cuales se ajustarán los datos; también pueden representarse en la forma de un histograma de frecuencias, o como una curva de distribución de frecuencia acumulada. De acuerdo a la complejidad del análisis, puede requerirse que los datos de velocidad se ajusten a una distribución de frecuencias teórica, tales como la distribución normal y la distribución Gamma.

www.bdigital.ula.ve

Para Radelat (2003)[11] otros valores estadísticos que son representativos de los datos que deben calcularse, son los percentiles, que usualmente para velocidades interesan el percentil 85 que representa la máxima velocidad segura, el percentil 50 o mediana, y el percentil 15 que representa la mínima velocidad que debe llevar el vehículo, ya que por debajo de este valor suelen ocurrir accidentes.

Según Cal y Mayor y Cárdenas (2007)[12] debido a que los vehículos viajan a velocidades diferentes, esa dispersión de velocidades alrededor de la media debe considerarse, y es lo que se conoce como la desviación estándar.

C.C. Reconocimiento

El procesamiento de los datos se realizará de forma manual empleando como herramienta de ayuda, el software Excel del paquete de Office 2013, y algunas operaciones aritméticas.

4.3 Técnicas de presentación de los datos

Seguidamente se presentarán los datos obtenidos en las mediciones de campo, para las dos muestras seleccionadas, los cuales se procesarán de manera analítica y gráfica, y así obtener las variables del tráfico de interés, para poder interpretar adecuadamente el comportamiento de las variables medidas.

4.3.1 Muestra Nro. 1

Para la muestra Nro. 1 se realizaron mediciones de volúmenes y de velocidad, bajo las técnicas explicadas anteriormente en el Capítulo III; seguidamente se realizará la el procesamiento de los datos obtenidos, como se explica a continuación.

www.bdigital.ula.ve

4.3.1.1 Volúmenes de Tráfico

- ✓ ***Sentido El Vigía – Km. 15***

Al realizar el procesamiento de datos de los conteos manuales, como se explicó en el punto 4.2.1, para las horas medición hechas en la muestra Nro. 1, y realizando un conteo por sentido de circulación, se obtienen las tablas 4.1 y 4.2 correspondientes a los días de medición Lunes 25/08/2014 y Martes 26/08/2014 respectivamente; dichas tablas presentan el volumen de vehículos clasificados por cada período de 15 minutos, los volúmenes totales medidos, y se refleja en las celdas de color azul la hora que corresponde a la hora de máxima demanda (hora pico).

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.1 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15. Medición Día Lunes 25/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
7:30 - 7:45	46	3	22	71
7:45 - 8:00	36	4	20	60
8:00 - 8:15	37	2	17	56
8:15 - 8:30	39	3	19	61
8:30 - 8:45	50	4	20	74
8:45 - 9:00	52	4	14	70
9:00 - 9:15	40	1	24	65
9:15 - 9:30	45	1	11	57
9:30 - 9:45	40	3	24	67
9:45 - 10:00	54	2	19	75
10:00 - 10:15	44	3	21	68
10:15 - 10:30	47	3	21	71
10:30 - 10:45	54	5	25	84
10:45 - 11:00	62	6	15	83
11:00 - 11:15	43	1	13	57
11:15 - 11:30	49	1	11	61
11:30 - 11:45	62	3	20	85
11:45 - 12:00	85	4	26	115
12:00 - 12:15	40	2	14	56
12:15 - 12:30	38	3	18	59
TOTALES	**963**	**58**	**374**	**1395**

Hora Pico

http://bdigital.ula.ve

Para el primer día de medición Lunes 25/08/2014 la hora pico resultó entre las 11:00am - 12:00am según lo muestra la tabla 4.1; para el segundo de día de medición Martes 26/08/2014 la hora pico estuvo entre las 8:30am – 9:30am, de acuerdo a la tabla 4.2.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.2 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15. Medición Día Martes 26/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO	
7:30 - 7:45	42	3	23	68	
7:45 - 8:00	47	3	16	66	
8:00 - 8:15	50	5	28	83	
8:15 - 8:30	45	3	22	70	
8:30 - 8:45	56	5	27	88	Hora Pico
8:45 - 9:00	75	2	25	102	
9:00 - 9:15	51	2	23	76	
9:15 - 9:30	52	2	24	78	
9:30 - 9:45	60	2	21	83	
9:45 - 10:00	47	2	21	70	
10:00 - 10:15	45	4	20	69	
10:15 - 10:30	57	1	20	78	
10:30 - 10:45	59	3	22	84	
10:45 - 11:00	66	2	18	86	
11:00 - 11:15	54	2	17	73	
11:15 - 11:30	52	2	15	69	
11:30 - 11:45	41	2	13	56	
11:45 - 12:00	59	3	19	81	
12:00 - 12:15	74	2	20	96	
12:15 - 12:30	72	5	19	96	
TOTALES	**1104**	**55**	**413**	**1572**	

www.bdigital.ula.ve

A partir de las mediciones realizadas en sentido El Vigía – Km. 15, se determinaron variables de interés para evaluar el comportamiento del tráfico, como lo son volumen de la hora pico, la rata horaria, el factor hora pico (FHP) y el porcentaje de vehículos pesados (%VP), para cada uno de los días de medición; los resultados se muestran en la tabla 4.3.

En el siguiente capítulo los valores que se considerarán para el diseño conceptual de las soluciones, serán los que corresponden al día martes, ya que los valores del día

C.C. Reconocimiento

lunes pueden estar afectados por el efecto de inicio de semana en donde pueden presentarse picos inesperados a lo largo del día, o volúmenes superiores a los que pueden circular en los días entre semana.

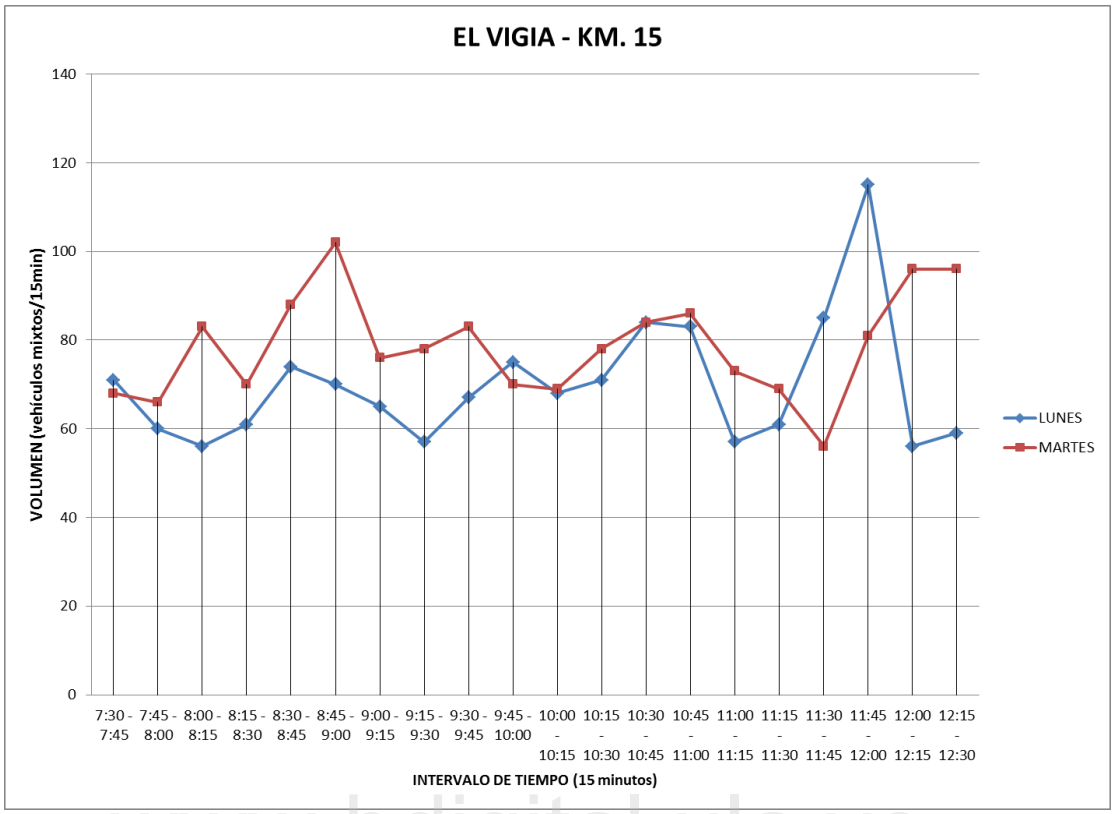
Tabla 4.3 Indicadores de Tráfico. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15.

SENTIDO EL VIGIA - KM. 15					
DIA	**VOLUMEN HORA PICO (veh/h)**	**RATA HORARIA (veh/h)**	**FHP**	**%VP**	**$\%VP_{PROMEDIO}$**
LUNES	318	460	0.69	25	29
MARTES	344	408	0.84	32	

En la figura 4.1 se representa la variación del tráfico mixto en el sentido El Vigía – Km. 15 para los días de medición, en intervalos de 15 minutos, desde las 7:30am hasta las 12:30pm. Según se aprecia en el gráfico, el día lunes se presenta la hora valle de 7:30am – 8:30am y la hora pico de 11:00am – 12:00pm. Para el día martes se aprecia claramente que la hora de máxima demanda que se da de 8:30am – 9:30am, y la hora valle de 11:00am – 12:00pm; y existe una distribución uniforme de los vehículos a lo largo de la hora. Se puede notar en el gráfico que los volúmenes vehiculares a lo largo del tiempo de medición, se incrementaron para el día martes.

Como se dijo anteriormente, para el análisis se tomarán los valores obtenidos de las mediciones del día martes, por lo tanto a partir de los datos de la tabla 4.2, se obtienen los volúmenes horarios clasificados para el tiempo de medición, los cuales se reflejan en la tabla 4.4, y se tiene un porcentaje de vehículos livianos del 70%, transporte público 3% y camiones 26%.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

Figura 4.1 Variación del volumen de tránsito mixto sentido El Vigía – Km 15.

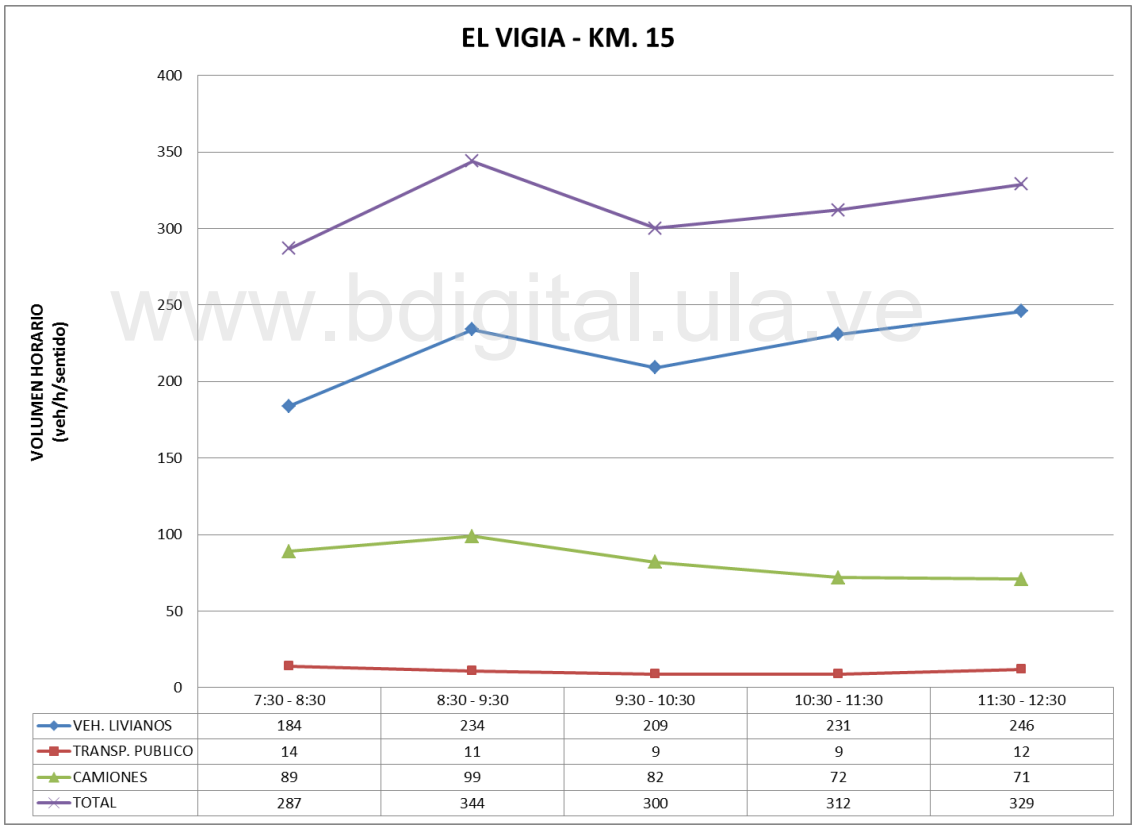
Tabla 4.4. Volúmenes horarios clasificados. Troncal T001 Intersección Onia Sentido El Vigía – Km. 15. Medición Día Martes 26/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
7:30 - 8:30	184	14	89	287
8:30 - 9:30	234	11	99	344
9:30 - 10:30	209	9	82	300
10:30 - 11:30	231	9	72	312
11:30 - 12:30	246	12	71	329
TOTALES	**1104**	**55**	**413**	**1572**
PORCENTAJE	**70%**	**4%**	**26%**	**100%**

C.C. Reconocimiento

En la tabla 4.4 se tienen los volumenes horarios clasificados, a partir de los cuales se puede representar gráficamente en la figura 4.2, la composición vehicular y la variación horaria del volumen de tránsito durante el período de medición.

En la figura 4.2 se puede apreciar una distribución uniforme del transporte público, en cuanto a los camiones el volumen es mayor a primeras horas de la mañana y desciende conforme se acerca el mediodía; los vehículos livianos presentan un incremento constante del volumen y se aprecia el efecto de la hora pico, que como ya se dijo, ocurre entre las 8:30am – 9:30am.



	7:30 - 8:30	8:30 - 9:30	9:30 - 10:30	10:30 - 11:30	11:30 - 12:30
VEH. LIVIANOS	184	234	209	231	246
TRANSP. PUBLICO	14	11	9	9	12
CAMIONES	89	99	82	72	71
TOTAL	287	344	300	312	329

www.bdigital.ula.ve

Figura 4.2 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido El Vigía – Km. 15. Datos día martes 26/08/2014.

C.C. Reconocimiento

- ✓ ***Sentido Km. 15 – El Vigía***

De las mediciones realizadas, se obtienen las tablas 4.5 y 4.6 correspondiente a los días de medición, día Lunes 25/08/2014 y Martes 26/08/2014 respectivamente; dichas tablas presentan el volumen de vehículos clasificados por cada período de 15 minutos, los volúmenes totales medidos, y se refleja en las celdas de color azul la hora que corresponde a la hora de máxima demanda (hora pico).

Tabla 4.5 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía. Medición Día Lunes 25/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO	
7:30 - 7:45	80	5	16	101	
7:45 - 8:00	73	3	19	95	
8:00 - 8:15	64	2	13	79	
8:15 - 8:30	73	5	20	98	
8:30 - 8:45	43	3	19	65	
8:45 - 9:00	44	3	16	63	
9:00 - 9:15	59	4	18	81	
9:15 - 9:30	73	3	16	92	
9:30 - 9:45	70	3	21	94	
9:45 - 10:00	52	3	24	79	
10:00 - 10:15	76	4	30	110	Hora Pico
10:15 - 10:30	67	4	16	87	
10:30 - 10:45	56	1	24	81	
10:45 - 11:00	71	2	27	100	
11:00 - 11:15	74	4	29	107	
11:15 - 11:30	52	3	16	71	
11:30 - 11:45	59	3	20	82	
11:45 - 12:00	48	2	24	74	
12:00 - 12:15	56	2	19	77	
12:15 - 12:30	62	3	22	87	
TOTALES	**1252**	**62**	**409**	**1723**	

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.6 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía. Medición Día Martes 26/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO	
7:30 - 7:45	58	2	19	79	
7:45 - 8:00	74	2	14	90	
8:00 - 8:15	85	3	29	117	
8:15 - 8:30	59	2	22	83	
8:30 - 8:45	66	3	21	90	
8:45 - 9:00	59	2	22	83	
9:00 - 9:15	65	4	28	97	
9:15 - 9:30	80	1	17	98	Hora Pico
9:30 - 9:45	59	3	16	78	
9:45 - 10:00	70	3	27	100	
10:00 - 10:15	80	2	23	105	
10:15 - 10:30	63	2	22	87	
10:30 - 10:45	67	4	16	87	
10:45 - 11:00	71	3	24	98	
11:00 - 11:15	63	3	23	89	
11:15 - 11:30	66	2	18	86	
11:30 - 11:45	64	2	19	85	
11:45 - 12:00	57	4	22	83	
12:00 - 12:15	64	2	19	85	
12:15 - 12:30	57	4	22	83	
TOTALES	**1327**	**53**	**423**	**1803**	

www.bdigital.ula.ve

Para el día Lunes 25/08/2014 la hora de máxima demanda ocurrió entre las 10:00am - 11:00am según lo muestra la tabla 4.5; para el día Martes 26/08/2014 la hora pico estuvo entre las 9:15am – 10:15am, de acuerdo a la tabla 4.6.

En la tabla 4.7 se presentan los indicadores de tráfico de interés en el sentido Km. 15 – El Vigía, volumen de la hora pico, rata horaria, factor hora pico y porcentaje de vehículos pesados.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.7 Indicadores de Tráfico. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía.

SENTIDO KM. 15 - EL VIGIA					
DIA	VOLUMEN HORA PICO (veh/h)	RATA HORARIA (veh/h)	FHP	%VP	$\%VP_{PROMEDIO}$
LUNES	378	440	0.86	29	27
MARTES	381	420	0.91	24	

El efecto de la hora pico también puede apreciarse en la figura 4.3, que para el día lunes se da de 10:00am – 11:00pm, y la hora valle de 11:00am – 12:00pm. Para el día martes la hora pico de 9:15am – 10:15am y la hora valle fue de 8:30am –9:30am.

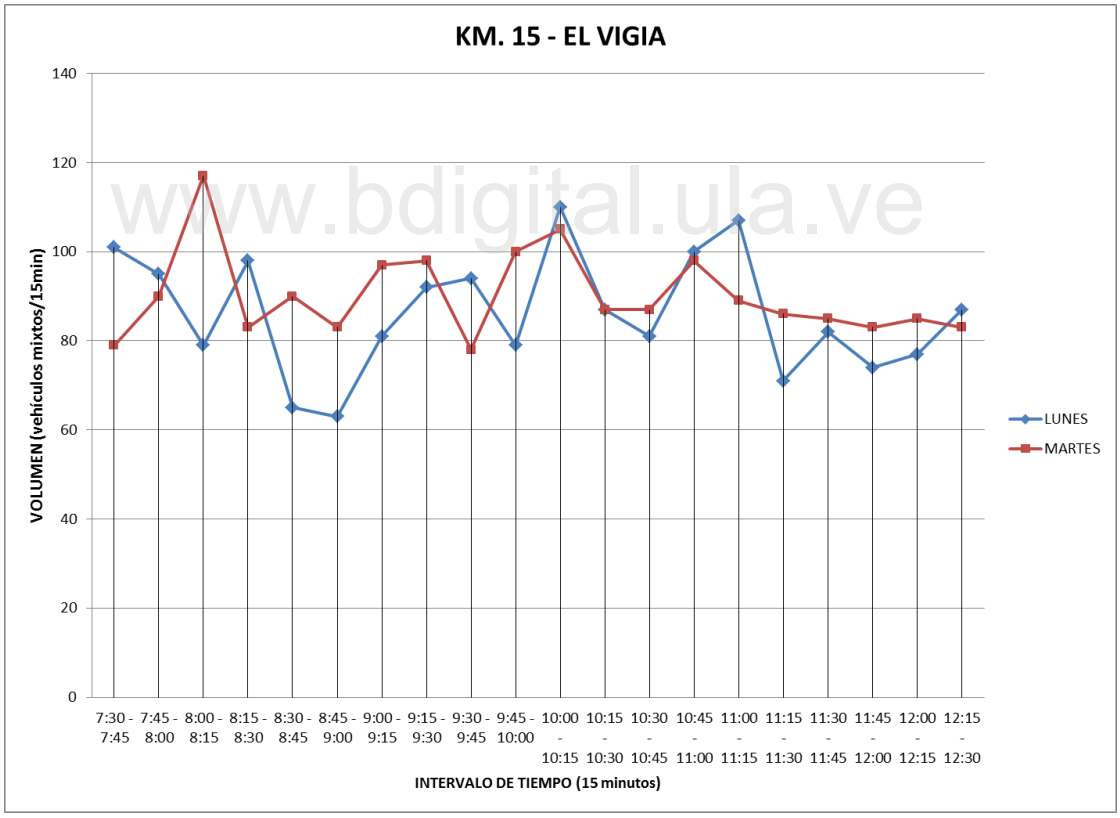


Figura 4.3 Variación del volumen de tránsito mixto sentido Km 15 – El Vigía.

A partir de la tabla 4.6 correspondiente a la medición del día martes 26/08/2014, se obtiene la tabla 4.8 la cual refleja los volúmenes horarios clasificados, y se aprecia

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

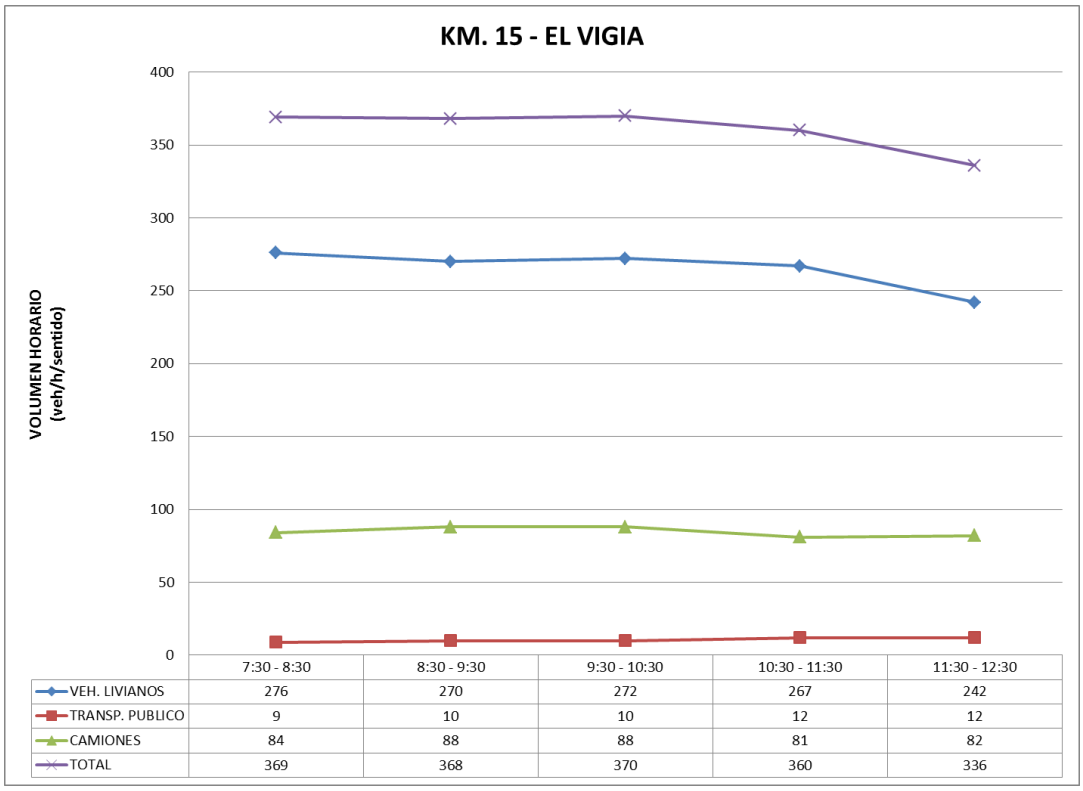
un porcentaje de vehículos livianos de 74%, transporte público 3% y camiones del 23%. Si se establece una comparación entre ambos sentido de circulación (tabla 4.4 y 4.8), se puede notar que existe un porcentaje de vehículos livianos ligeramente superior en el sentido Km. 15 – El Vigía, y disminuye el porcentaje de vehículos pesados de 26% en sentido El Vigía – Km. 15 a 23%, mientras que el transporte públicos se mantiene constante.

Tabla 4.8. Volúmenes horarios clasificados. Troncal T001 Intersección Onia Sentido Km. 15 – El Vigía. Medición Día Martes 26/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
7:30 - 8:30	276	9	84	369
8:30 - 9:30	270	10	88	368
9:30 - 10:30	272	10	88	370
10:30 - 11:30	267	12	81	360
11:30 - 12:30	242	12	82	336
TOTALES	**1327**	**53**	**423**	**1803**
PORCENTAJE	**74%**	**3%**	**23%**	**100%**

La composición vehicular en sentido Km. 15 – El Vigía es representada en la figura 4.4, donde se aprecia una distribución uniforme de los volúmenes de autobuses a lo largo del período de medición, al igual que en el volumen de los camiones; para el caso de los vehículos livianos, se observa uniformidad en los volúmenes hasta final de mañana de 11:30am – 12:30pm, hora en la que ocurre una disminución apreciable en el volumen.

C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

Figura 4.4 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido Km. 15 – El Vigía. Datos día martes 26/08/2014.

En la tabla 4.9 se muestra el resumen de los indicadores de tráfico para cada sentido de circulación, de los resultados arrojados el día martes 26/08/2014, que serán los que se utilizarán en el próximo capítulo. El Factor de Distribución Direccional, D, resultó de 52/48 para El Vigía-Km.15/ Km.15-El Vigía.

Tabla 4.9 Resumen Indicadores de Tráfico. Troncal T001 Intersección Onia.

INDICADORES DE TRAFICO EN TRONCAL 01 INTERSECCION ONIA				
SENTIDO	**VOLUMEN HORA PICO (veh/h)**	**RATA HORARIA (veh/h)**	**FHP**	**%VP**
EL VIGIA - KM. 15	344	408	0.84	32
KM. 15 - EL VIGIA	381	420	0.91	24

C.C. Reconocimiento

- ✓ ***Giro a la izquierda El Vigía – Onia***

El giro a la izquierda desde la Troncal 01 fue medido por tres horas de 7:30am – 9:30am y de 11:30am -12:30pm en intervalos de 15 minutos; de los datos recolectados en campo se deriva la tabla 4.10, en donde se puede apreciar que de las tres horas medidas, la hora de máxima demanda se dio de 11:30am – 12:30pm, en donde se supone que las personas retornan del trabajo a sus hogares en el poblado de Onia a horas de mediodía.

Tabla 4.10 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Giro a la izquierda desde Troncal T001 sentido El Vigía – Onia. Medición Día Martes 26/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
7:30 - 7:45	10	1	3	14
7:45 - 8:00	20	0	0	20
8:00 - 8:15	16	0	2	18
8:15 - 8:30	10	0	5	15
8:30 - 8:45	9	0	6	15
8:45 - 9:00	12	0	5	17
9:00 - 9:15	10	0	2	12
9:15 - 9:30	10	0	1	11
11:30 - 11:45	20	0	3	23
11:45 - 12:00	15	1	6	22
12:00 - 12:15	14	0	3	17
12:15 - 12:30	18	1	3	22
TOTALES	**164**	**3**	**39**	**206**

www.bdigital.ula.ve

A partir de los datos de la tabla 4.10, se obtienen variables indicadoras del tráfico, que para el movimiento de giro a la izquierda desde la Troncal 01, se muestran en la tabla 4.11, dichos valores se emplearán en el próximo capítulo para el análisis de las soluciones.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.11 Indicadores de Tráfico Giro a la Izquierda en Troncal T001 - Intersección Onia.

INDICADORES DE TRAFICO EN TRONCAL 01 GIRO A LA IZQUIERDA			
VOLUMEN HORA PICO (veh/h)	**RATA HORARIA (veh/h)**	**FHP**	**%VP**
84	92	0.91	20

- ✓ ***Giro a la derecha Km. 15 – Onia***

Al igual que el punto anterior, el giro a la derecha desde la Troncal 01 fue medido por tres horas de 7:30am – 9:30am y de 11:30am -12:30pm en intervalos de 15 minutos, dichos resultados se muestran en la tabla 4.12. El volumen de vehículos para este movimiento pude considerarse despreciable para el análisis posterior.

Tabla 4.12 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Giro a la derecha desde Troncal T001 sentido Km. 15 – Onia. Medición Día Martes 26/08/2014.

www.bdigital.ula.ve

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
7:30 - 7:45	0	0	0	0
7:45 - 8:00	2	0	0	2
8:00 - 8:15	0	0	0	0
8:15 - 8:30	0	0	1	1
8:30 - 8:45	1	0	1	2
8:45 - 9:00	1	0	0	1
9:00 - 9:15	0	0	1	1
9:15 - 9:30	0	0	1	1
11:30 - 11:45	0	0	1	1
11:45 - 12:00	0	0	1	1
12:00 - 12:15	0	0	0	0
12:15 - 12:30	0	0	0	0
TOTALES	**4**	**0**	**6**	**10**

C.C. Reconocimiento

- ✓ ***Giro a la derecha Onia – El Vigía***

El giro a la derecha desde la vía secundaria de Onia fue medido por tres horas de 7:30am – 9:30am y de 11:30am -12:30pm, dichos resultados se muestran en la tabla 4.13. Se puede notar que la hora pico se dio de 7:30am – 8:30am, período en el que se supone la personas se trasladan a sus trabajos provenientes de Onia hacia El Vigía. En la tabla 4.14 se presentan los indicadores del tráfico para este movimiento.

Tabla 4.13 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Giro a la izquierda desde Troncal T001 sentido El Vigía – Onia. Medición Día Martes 26/08/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
7:30 - 7:45	12	0	0	12
7:45 - 8:00	18	1	3	22
8:00 - 8:15	25	0	3	28
8:15 - 8:30	22	0	1	23
8:30 - 8:45	11	0	1	12
8:45 - 9:00	11	0	4	15
9:00 - 9:15	15	0	5	20
9:15 - 9:30	8	0	2	10
11:30 - 11:45	12	0	3	15
11:45 - 12:00	11	0	2	13
12:00 - 12:15	6	1	5	12
12:15 - 12:30	10	0	4	14
TOTALES	**161**	**2**	**33**	**196**

www.bdigital.ula.ve

Tabla 4.14 Indicadores de Tráfico Giro a la derecha Onia – El Vigía.

INDICADORES DE TRAFICO EN TRONCAL 01 GIRO A LA IZQUIERDA			
VOLUMEN HORA PICO (veh/h)	RATA HORARIA (veh/h)	FHP	%VP
85	112	0.76	10

C.C. Reconocimiento

4.3.1.2 Velocidades

- ✓ ***Mediciones después de la intersección***

El método empleado fue el del cronómetro, que como ya se explicó en el Capítulo III, la distancia base considerada para las mediciones del tiempo recorrido fue de 60m. Luego de procesar los tiempos medidos se calcularon las velocidades puntuales, y se ordenaron de menor a mayor, como se muestran en la tabla 4.15. En la tabla se aprecia que la máxima velocidad medida fue de 96 km/h y la mínima de 75 km/h.

Tabla 4.15 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T001 después de Intersección Onia sentido El Vigía – Km. 15.

75	83	86	89	95
75	83	86	89	96
76	84	87	89	
78	84	87	90	
79	84	87	92	
80	84	87	92	
81	84	87	92	
81	84	88	92	
82	84	88	93	
83	86	88	95	

www.bdigital.ula.ve

En primer lugar los datos deben agruparse en una tabla de frecuencias, mediante intervalos de clase, los cuales generalmente están entre 5 y 20 dependiendo de la cantidad de datos.

De acuerdo a lo expresado por Montgomery y Runger (1996)[15], en la práctica se puede seleccionar el número de clases a través de la raíz cuadrada del número de observaciones. En este caso el número de observaciones realizadas es de 42, por lo tanto el número de intervalos de clase será de 6.

C.C. Reconocimiento

Seguidamente se determinaron los valores necesarios para la construcción de la tabla de distribución de frecuencia de velocidades:

- Nº Observaciones = 42
- Nº Clases = 6
- Valor Min = 75
- Valor Max = 96
- Rango = 21
- Rango/clases = 3.5
- Tamaño Clase = 4

En la tabla 4.16 se muestra la Distribución de frecuencia de las velocidades puntuales medidas sobre la Troncal 01, en el tramo después de la Intersección de Onia en sentido El Vigía – Km. 15; de donde se obtienen valores representativos como la velocidad media de 85 km/h, y una desviación estándar de 5 km/h. La desviación estándar representa la dispersión de las velocidades alrededor de la media.

www.bdigital.ula.ve

A partir de valores de la tabla de distribución de frecuencia se construye la curva de frecuencias acumuladas de velocidades puntuales observadas en campo, figura 4.5. De esta figura se obtienen valores de interés como lo es la velocidad del percentil 50, percentil 85 y percentil 15, dichos valores resultaron como sigue:

- P50= 83.5 km/h.
- P85= 88 km/h.
- P15= 77.9 km/h.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.16 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas sobre la Troncal T001 después de Intersección Onia.

Marca de Clase	Int.Inferior	Int. Superior	Frecuencia	Frecuencia Relativa (%)	Frecuencia Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada (%)	(Ui) 2	Fi x Ui	Fi x Ui2
75	73	77	3	7	3	7	5625	225	16875
79	77	81	5	12	8	19	6241	395	31205
83	81	85	11	26	19	45	6889	913	75779
87	85	89	14	33	33	79	7569	1218	105966
91	89	93	6	14	39	93	8281	546	49686
95	93	97	3	7	42	100	9025	285	27075
		Σ	42	100			Σ	3582	306586

www.bdigital.ula.ve

Velocidad Media= 85 km/h.

Desviación estándar= 5.162 km/h

C.C. Reconocimiento

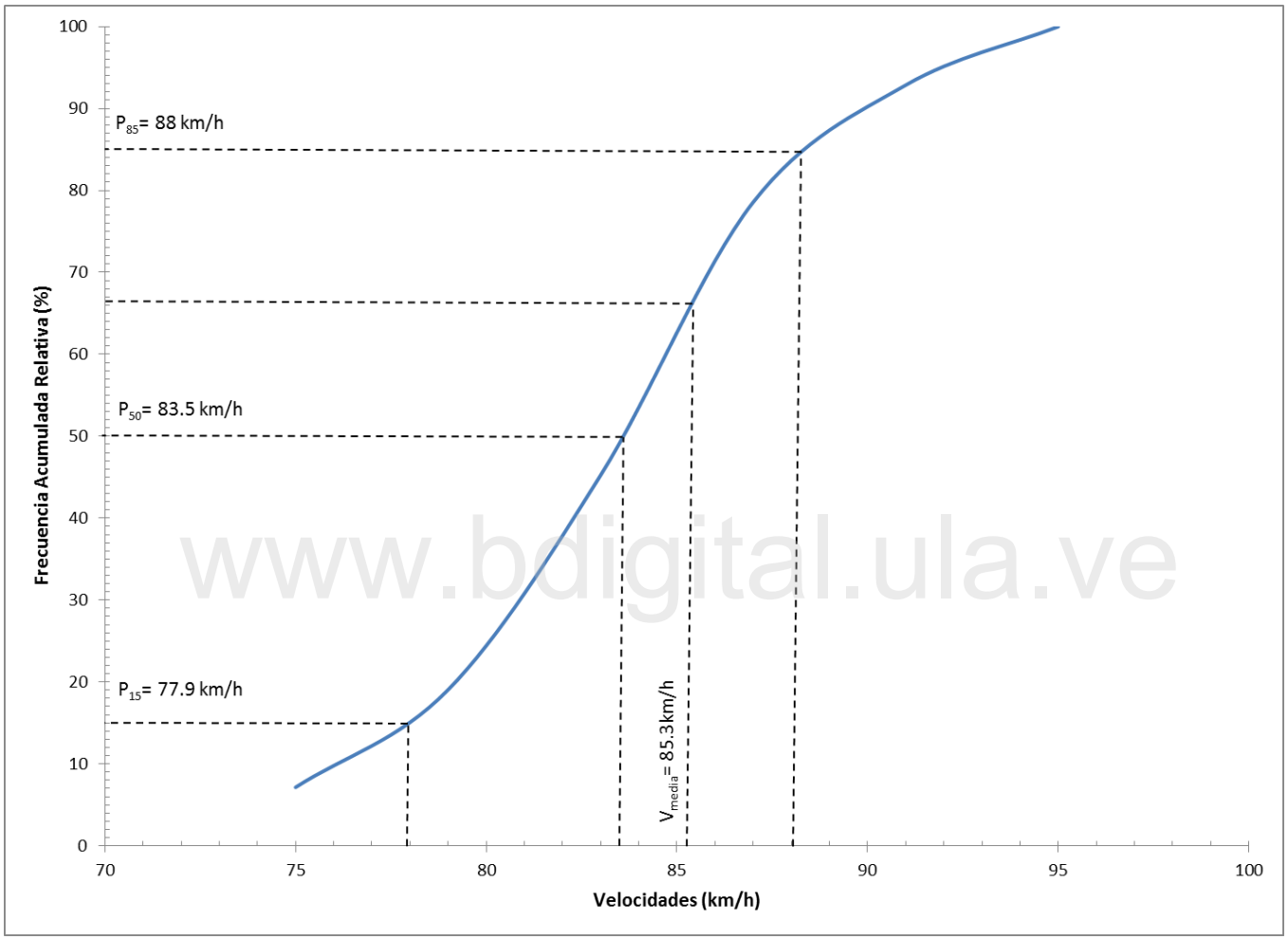


Figura 4.5 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales, medidas después de Intersección Onia.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

- ✓ ***Mediciones en la intersección Troncal 01 - Onia***

El método empleado fue el del cronómetro, y como ya se dijo en el Capítulo III, la distancia base considerada para las mediciones del tiempo recorrido fue de 25m para la muestra 2. y luego de procesar los tiempos medidos se calcularon las velocidades puntuales, y se ordenaron de menor a mayor, como se muestran en la tabla 4.17. En la tabla se aprecia que la máxima velocidad medida fue de 65 km/h y la mínima de 48 km/h.

Tabla 4.17 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T001 en la Intersección Onia sentido El Vigía – Km. 15.

48	54	56	60	65
49	54	56	60	65
49	54	56	60	
49	54	56	60	
50	54	57	60	
50	54	58	60	
51	56	58	61	
52	56	58	61	
53	56	58	62	
53	56	58	64	

www.bdigital.ula.ve

A continuación se muestran los valores necesarios para la construcción de la tabla de distribución de frecuencia de velocidades:

- Nº Observaciones = 42
- Nº Clases = 7
- Valor Min = 48
- Valor Max = 65
- Rango = 17
- Rango/clases = 2.43
- Tamaño Clase = 3

C.C. Reconocimiento

En la tabla 4.18 se presenta la Distribución de frecuencia de las velocidades puntuales medidas sobre la Troncal 01, en la Intersección de Onia en sentido El Vigía – Km. 15; de donde se obtienen valores representativos como la velocidad media de 56 km/h, y una desviación estándar de 4 km/h. La desviación estándar representa la dispersión de las velocidades alrededor de la media.

A partir de valores de la tabla de distribución de frecuencia se construye la curva de frecuencias acumuladas de velocidades puntuales, figura 4.6. De esta figura se obtienen valores de interés como lo es la velocidad del percentil 50, percentil 85 y percentil 15, dichos valores resultaron como sigue:

- P50= 55 km/h.
- P85= 58.6 km/h.
- P15= 50 km/h.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.18 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas sobre la Troncal T001 en la Intersección Onia.

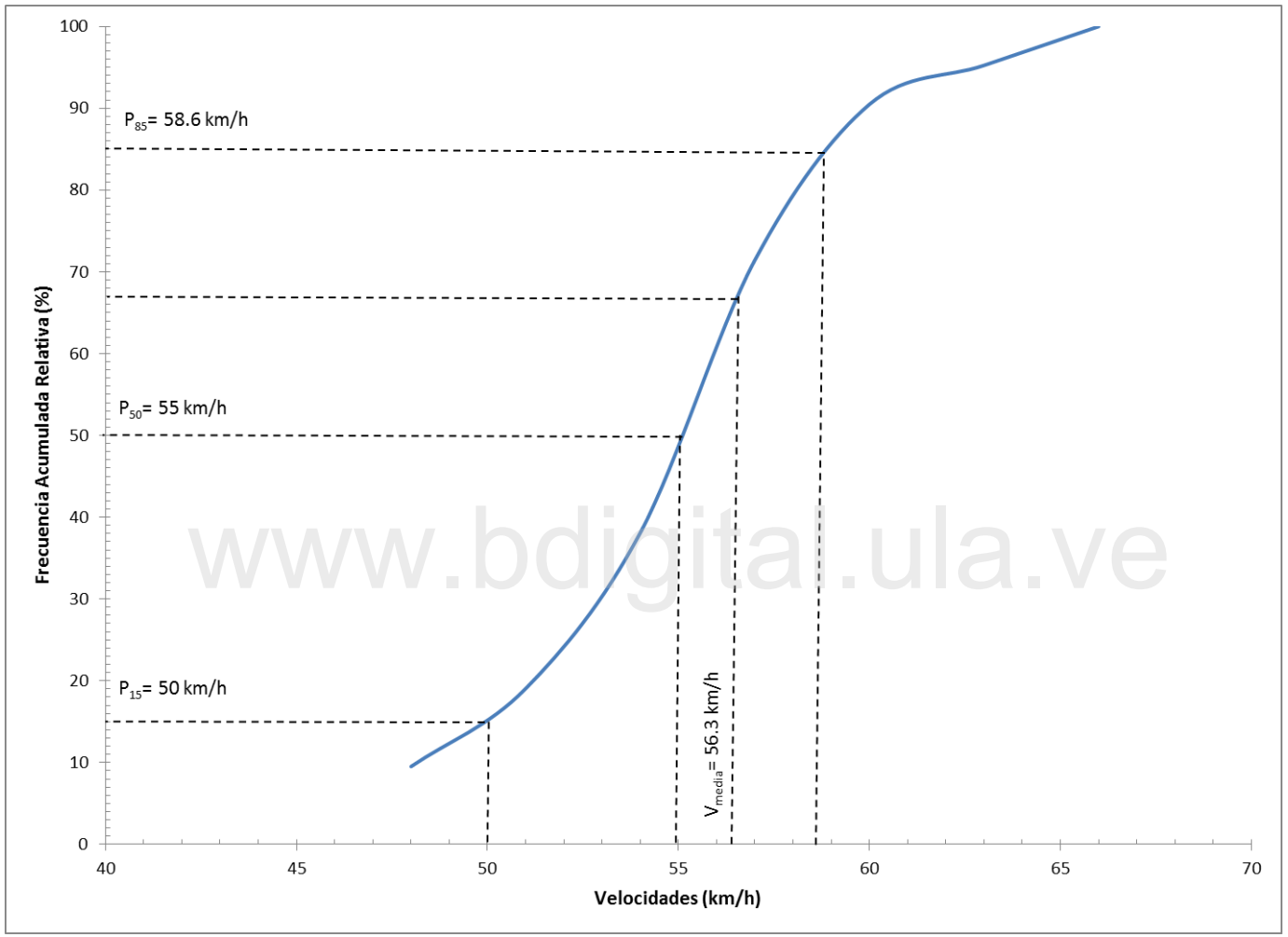
Marca de Clase	Int.Inferior	Int. Superior	Frecuencia	Frecuencia Relativa (%)	Frecuencia Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada (%)	(Ui) 2	Fi x Ui	Fi x Ui2
48	46.5	49.5	4	10	4	10	2304	192	9216
51	49.5	52.5	4	10	8	19	2601	204	10404
54	52.5	55.5	8	19	16	38	2916	432	23328
57	55.5	58.5	14	33	30	71	3249	798	45486
60	58.5	61.5	8	19	38	90	3600	480	28800
63	61.5	64.5	2	5	40	95	3969	126	7938
66	64.5	67.5	2	5	42	100	4356	132	8712
		Σ	42	100			Σ	2364	133884

www.bdigital.ula.ve

Velocidad Media= 56.3 km/h.

Desviación estándar= 4.485 km/h

C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

Figura 4.6 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales, medidas en la Intersección Onia.

C.C. Reconocimiento

- ***Método analítico para estimar velocidades***

Según Andueza (1984)[29] se pueden estimar las velocidades a partir de variables geométricas de las vías, que pueden conocerse a partir de un croquis, mapa, plano o de mediciones directas. Como se explicó en el capítulo anterior, se determinarán velocidades bajo distintos criterios, empleando las ecuaciones 2.40, 2.41, 2.42.

Para el presente caso, se conoce de manera aproximada la geometría de la intersección, por medio de los croquis realizados a partir de las imágenes satelitales, como el que se muestra en la figura 3.5 que representa la intersección de Onia con la Troncal 01. En base a esto se pueden aplicar ecuaciones del método analítico propuesto por Andueza (1984)[29].

De la figura 4.7 se puede obtener el radio de la curva que está después de la intersección en sentido Km. 15 – El Vigía, que sería de 142m y el próximo de 170m. Empleando la ecuación 2.40 para estimar la velocidad en la curva, se obtiene:

www.bdigital.ula.ve

$$S_{85} = 106.84 - 3848 * \frac{1}{142} = \mathbf{80\ km/h}$$

A partir de la ecuación 2.41 se puede hacer otra estimación de la velocidad en la curva, la cual arroja como resultado:

$$S_{85} = 108.6 - 3510 * \frac{1}{142} - 94 * \frac{1}{170} = \mathbf{83\ km/h}$$

De la ecuación 2.42 se puede obtener la velocidad en la recta, la cual resulta de:

$$S_{85} = 109.06 - 3669 * \frac{1}{142} = \mathbf{83\ km/h}$$

Los resultados se consideran aceptables, ya que están en el mismo orden de los resultados de las mediciones hechas después de la intersección, sin el efecto que ocasiona la presencia de los reductores de velocidad.

C.C. Reconocimiento

4.3.1.3 Elementos geométricos de la vía

De las mediciones hechas en campo referente a la geometría del tramo donde se ubica la intersección, se tiene que la misma cuenta con un canal por sentido de circulación (El Vigía – Km. 15, Km. 15 – El Vigía), el canal sentido El Vigía – Km. 15 es compartido para el movimiento de giro a la izquierda desde la Troncal T001 sentido El Vigía – Onia, cada canal tiene un ancho de 3.6m.

Existe un canal de giro a la derecha para la incorporación a la Troncal T001 de los vehículos que circulan desde Onia hacia El Vigía, con un ancho de 3.6m.

A ambos lados de la vía se disponen hombrillos de 1.0m de ancho. La pendiente longitudinal de la vía es de 0.5%.

Otras dimensiones relacionadas con la geometría de la vía se obtuvieron por medio de imágenes satelitales, tales como el radio de la curva antes de la intersección que resultó de 142m; y el radio de la curva anterior a ésta es de 170m.

www.bdigital.ula.ve

Anterior a la intersección en sentido El Vigía – Km. 15 se encuentran unos reductores de velocidad para ambos canales de circulación, los cuales están ubicados antes y después del puente sobre el Río Onia.

En la figura 4.7 se muestra la geometría de la intersección de Onia.

C.C. Reconocimiento

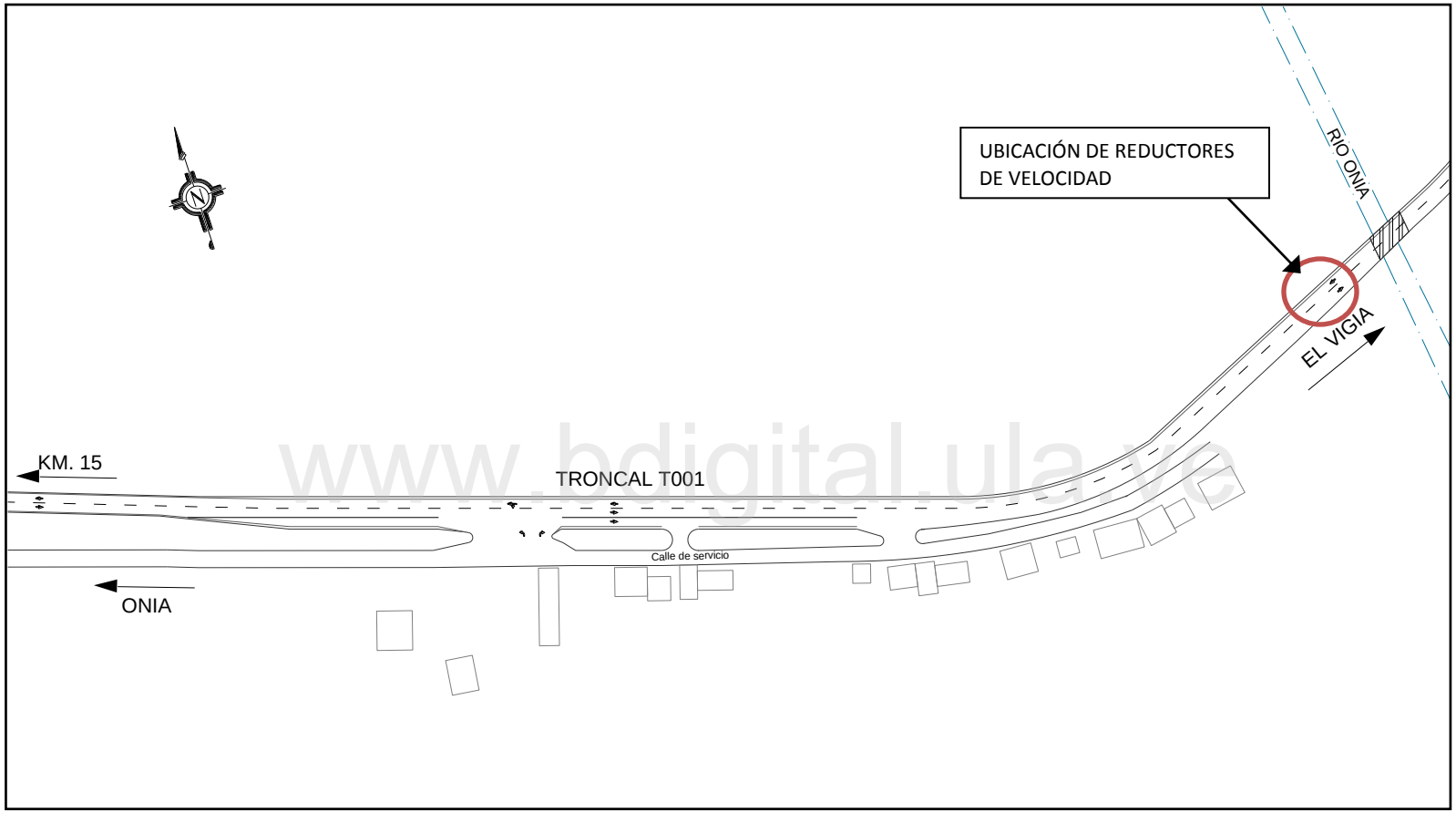


Figura 4.7 Geometría de Intersección Onia.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

4.3.2 Muestra Nro. 2

Para la muestra Nro. 2 se realizaron mediciones de volúmenes y de velocidad, bajo las técnicas explicadas anteriormente en el Capítulo III; seguidamente se realizará la reducción y el procesamiento de los datos obtenidos.

4.3.2.1 Volúmenes de Tráfico

- ✓ ***Mucurubá -Mérida***

Se realiza la reducción de datos de los conteos manuales, para las horas de medición realizadas en la muestra Nro. 2, y realizando un conteo por sentido de circulación, se obtienen las tablas 4.19 y 4.20 correspondientes a los días de medición Miércoles 10/09/2014 y Jueves 11/09/2014 respectivamente.

Tabla 4.19 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey–Mucurubá. Sentido Mucurubá–Mérida. Medición miércoles 10/09/2014.

www.bdigital.ula.ve

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
12:30 - 12:45	27	1	5	33
12:45 - 1:00	33	1	8	42
1:00 - 1:15	20	4	5	29
1:15 - 1:30	43	1	4	48
1:30 - 1:45	49	2	7	58
1:45 - 2:00	55	2	4	61
2:00 - 2:15	33	2	11	46
2:15 - 2:30	30	2	5	37
2:30 - 2:45	32	2	8	42
2:45 - 3:00	25	1	10	36
3:00 - 3:15	43	3	9	55
3:15 - 3:30	41	1	11	53
3:30 - 3:45	45	2	11	58
3:45 - 4:00	44	1	9	54
4:00 - 4:15	55	7	9	71

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.19 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey–Mucurubá. Sentido Mucurubá–Mérida. Medición miércoles 10/09/2014. (Continuación)

4:15 - 4:30	40	0	5	45
4:30 - 4:45	66	2	6	74
4:45 - 5:00	45	3	2	50
5:00 - 5:15	45	6	5	56
5:15 - 5:30	78	3	15	96
TOTALES	**849**	**46**	**149**	**1044**

Hora Pico

Tabla 4.20 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mucurubá – Mérida. Medición Día Jueves 11/09/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
12:30 - 12:45	26	1	3	30
12:45 - 1:00	41	2	11	54
1:00 - 1:15	29	4	5	38
1:15 - 1:30	33	3	6	42
1:30 - 1:45	36	1	10	47
1:45 - 2:00	48	2	6	56
2:00 - 2:15	37	2	9	48
2:15 - 2:30	37	4	7	48
2:30 - 2:45	37	2	9	48
2:45 - 3:00	48	1	8	57
3:00 - 3:15	57	3	9	69
3:15 - 3:30	42	2	9	53
3:30 - 3:45	42	1	7	50
3:45 - 4:00	50	2	9	61
4:00 - 4:15	60	1	10	71
4:15 - 4:30	58	2	14	74
4:30 - 4:45	56	4	8	68
4:45 - 5:00	58	4	9	71
5:00 - 5:15	63	5	11	79
5:15 - 5:30	63	6	13	82
TOTALES	**921**	**52**	**173**	**1146**

Hora Pico

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Para el día Miércoles 10/09/2014 la hora de máxima demanda ocurrió entre las 4:30pm – 5:30pm según lo muestra la tabla 4.18; para el día Jueves 11/09/2014 la hora pico estuvo también entre las 4:30pm – 5:30pm, de acuerdo a la tabla 4.19.

En la tabla 4.21 se presentan los indicadores de tráfico de interés en el sentido Mucurubá – Mérida, el volumen de la hora pico, rata horaria, factor hora pico y porcentaje de vehículos pesados. Se considerará para el diseño conceptual, capacidad y nivel de servicio, los resultados arrojados de las mediciones del día jueves, ya que hubo más uniformidad en el comportamiento del tráfico.

Tabla 4.21 Indicadores de Tráfico. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mucurubá – Mérida.

SENTIDO MUCURUBA - MERIDA					
DIA	**VOLUMEN HORA PICO (veh/h)**	**RATA HORARIA (veh/h)**	**FHP**	**%VP**	**$\%VP_{PROMEDIO}$**
MIERCOLES	276	384	0.72	15	18
JUEVES	300	328	0.91	20	

www.bdigital.ula.ve

En la figura 4.8 se refleja la variación del volumen de tránsito mixto para ambos días de medición, y se puede apreciar que los volúmenes del día jueves resultaron ser superiores a los del día miércoles; en ambos días se refleja un incremento del tráfico a lo largo de la tarde, presentando mayor variación los datos tomados el día miércoles, y dándose la hora de máxima demanda de 4:30pm – 5:30pm para ambos días, en el sentido Mucurubá – Mérida.

En la tabla 4.22 se presentan los volúmenes horarios clasificados correspondiente a las mediciones realizadas el día jueves, en donde se observa un porcentaje de vehículos livianos del 80%, transporte publico 5% y camiones del 15%. Se puede decir que dado que se trata de carretera de montaña, se esperaba como resultado un porcentaje de vehículos pesados superior al obtenido en la muestra Nro. 1, que es terreno llano, por lo que se consideran aceptables los resultados.

C.C. Reconocimiento

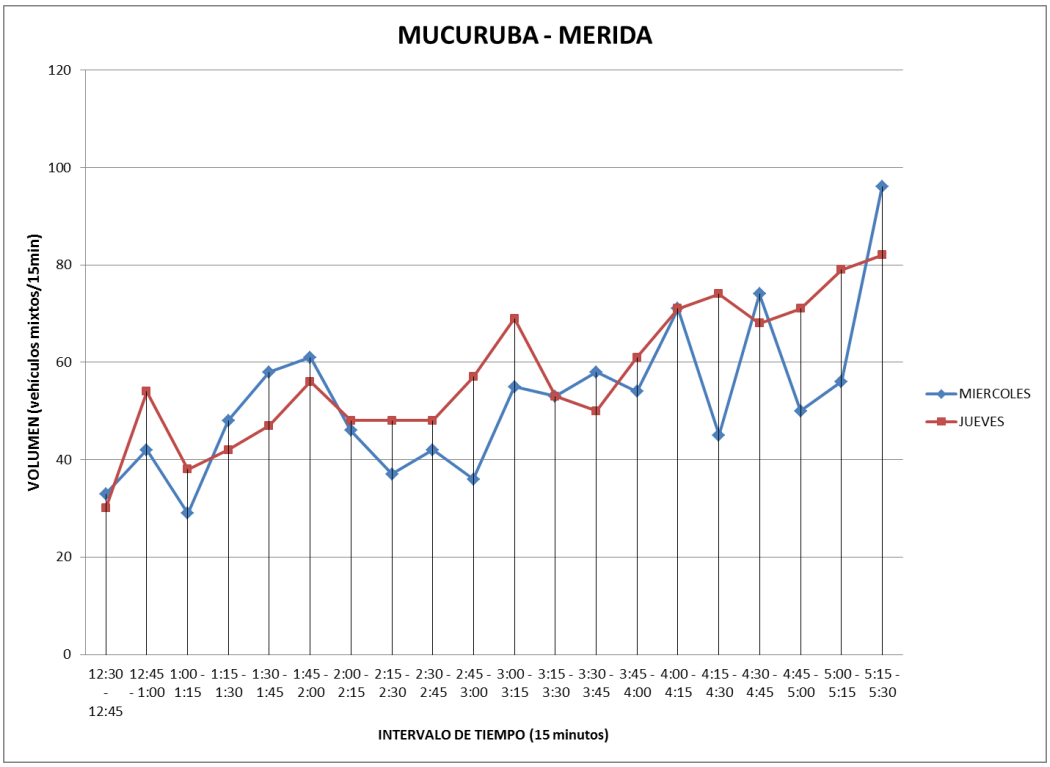


Figura 4.8 Variación del volumen de tránsito mixto sentido Mucurubá – Mérida.

www.bdigital.ula.ve

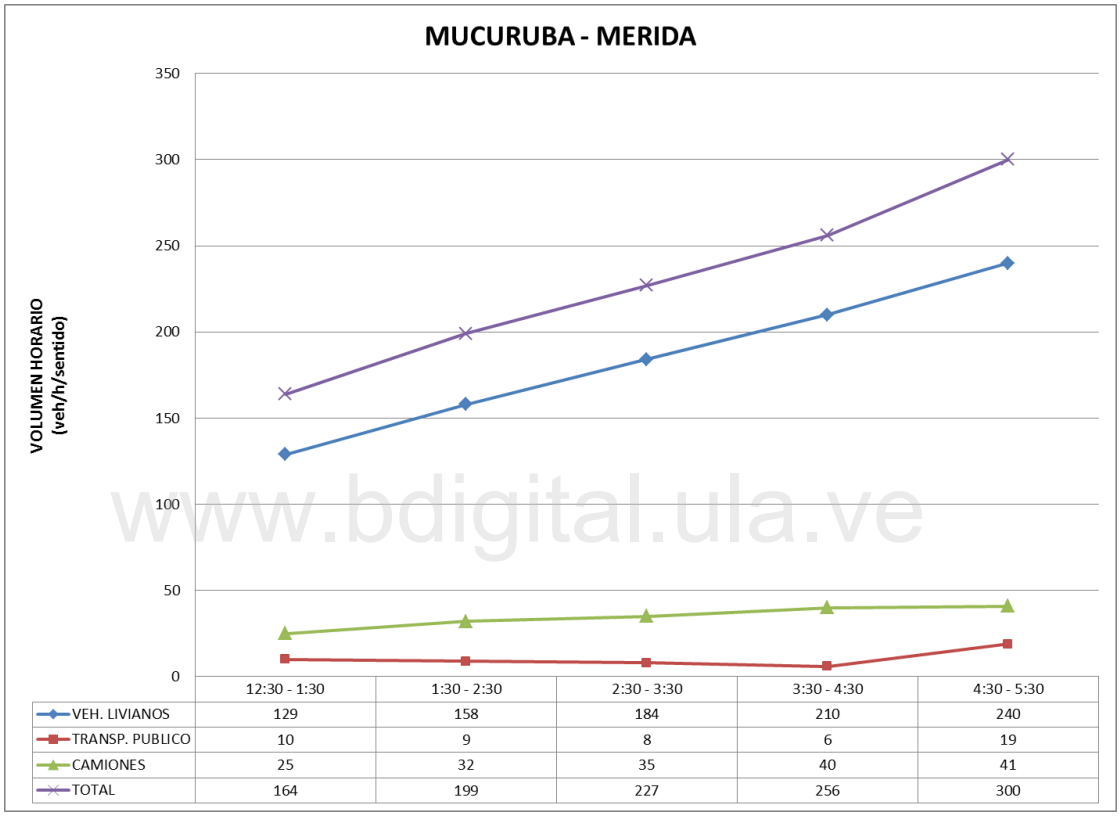
Tabla 4.22 Volúmenes horarios clasificados. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mucurubá – Mérida. Medición Día Jueves 11/09/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
12:30 - 1:30	129	10	25	164
1:30 - 2:30	158	9	32	199
2:30 - 3:30	184	8	35	227
3:30 - 4:30	210	6	40	256
4:30 - 5:30	240	19	41	300
TOTALES	**921**	**52**	**173**	**1146**
PORCENTAJE	**80%**	**5%**	**15%**	**100%**

De la tabla 4.21 se obtiene la figura 4.9 en donde se refleja la composición vehicular, observándose un comportamiento uniforme del transporte público a lo largo de la tarde con un pico alto en la última hora de medición. Del mismo modo se aprecia el

C.C. Reconocimiento

comportamiento de los camiones, generándose un incremento progresivo desde el momento en que inicia la medición hasta final de tarde; igual ocurre con la distribución de los vehículos livianos, se da un incremento del tráfico a medida de avanza el tiempo de medición. Todo esto lleva a concluir que la máxima demanda del tráfico se dio en la última hora de medición.



	12:30 - 1:30	1:30 - 2:30	2:30 - 3:30	3:30 - 4:30	4:30 - 5:30
VEH. LIVIANOS	129	158	184	210	240
TRANSP. PUBLICO	10	9	8	6	19
CAMIONES	25	32	35	40	41
TOTAL	164	199	227	256	300

www.bdigital.ula.ve

Figura 4.9 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido Mucurubá – Mérida. Datos día jueves 11/09/2014.

C.C. Reconocimiento

- ✓ ***Mérida – Mucurubá***

Para el sentido Mérida- Mucurubá se realiza la medición al mismo tiempo que en sentido contrario, y la reducción de datos de los conteos manuales, conlleva a las tablas 4.23 y 4.24 para los días de medición Miércoles 10/09/2014 y Jueves 11/09/2014 respectivamente.

Tabla 4.23 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá. Medición Día Miércoles 10/09/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO	
12:30 - 12:45	35	2	7	44	
12:45 - 1:00	27	5	5	37	
1:00 - 1:15	28	4	10	42	
1:15 - 1:30	41	0	5	46	
1:30 - 1:45	35	2	10	47	
1:45 - 2:00	27	1	7	35	
2:00 - 2:15	27	2	6	35	
2:15 - 2:30	36	1	9	46	
2:30 - 2:45	22	2	7	31	
2:45 - 3:00	44	1	10	55	
3:00 - 3:15	34	4	7	45	
3:15 - 3:30	29	2	5	36	
3:30 - 3:45	31	1	6	38	
3:45 - 4:00	30	1	5	36	
4:00 - 4:15	35	1	10	46	
4:15 - 4:30	24	4	9	37	
4:30 - 4:45	39	2	4	45	Hora Pico
4:45 - 5:00	31	1	6	38	
5:00 - 5:15	42	4	5	51	
5:15 - 5:30	36	2	9	47	
TOTALES	**653**	**42**	**142**	**837**	

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.24 Volúmenes medidos en intervalos de 15 min. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá. Medición Día Jueves 11/09/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO	
12:30 - 12:45	18	2	5	25	
12:45 - 1:00	20	2	3	25	
1:00 - 1:15	37	2	7	46	
1:15 - 1:30	42	2	7	51	
1:30 - 1:45	28	0	4	32	
1:45 - 2:00	25	4	6	35	
2:00 - 2:15	30	2	3	35	
2:15 - 2:30	51	3	10	64	
2:30 - 2:45	30	1	7	38	
2:45 - 3:00	43	1	10	54	
3:00 - 3:15	32	1	0	33	
3:15 - 3:30	30	2	4	36	
3:30 - 3:45	19	2	4	25	
3:45 - 4:00	33	1	4	38	
4:00 - 4:15	19	1	5	25	
4:15 - 4:30	22	5	7	34	
4:30 - 4:45	30	1	16	47	Hora Pico
4:45 - 5:00	26	1	3	30	
5:00 - 5:15	43	3	7	53	
5:15 - 5:30	48	2	12	62	
TOTALES	**626**	**38**	**124**	**788**	

www.bdigital.ula.ve

En las tablas 4.22 y 4.23 correspondientes a los días de medición miércoles y jueves respectivamente, resultó la hora de máxima demanda de 4:30pm – 5:30pm, igual que los resultados en sentido Mucurubá – Mérida, es decir, la hora pico se dio al mismo momento en ambos sentidos de circulación.

En la figura 4.10 se muestra la variación del volumen de tránsito mixto sentido Mérida – Mucurubá, en general se aprecia un mayor volumen de vehículos el día

C.C. Reconocimiento

miércoles, presentando alta variación entre intervalos de 15 minutos para ambos días.

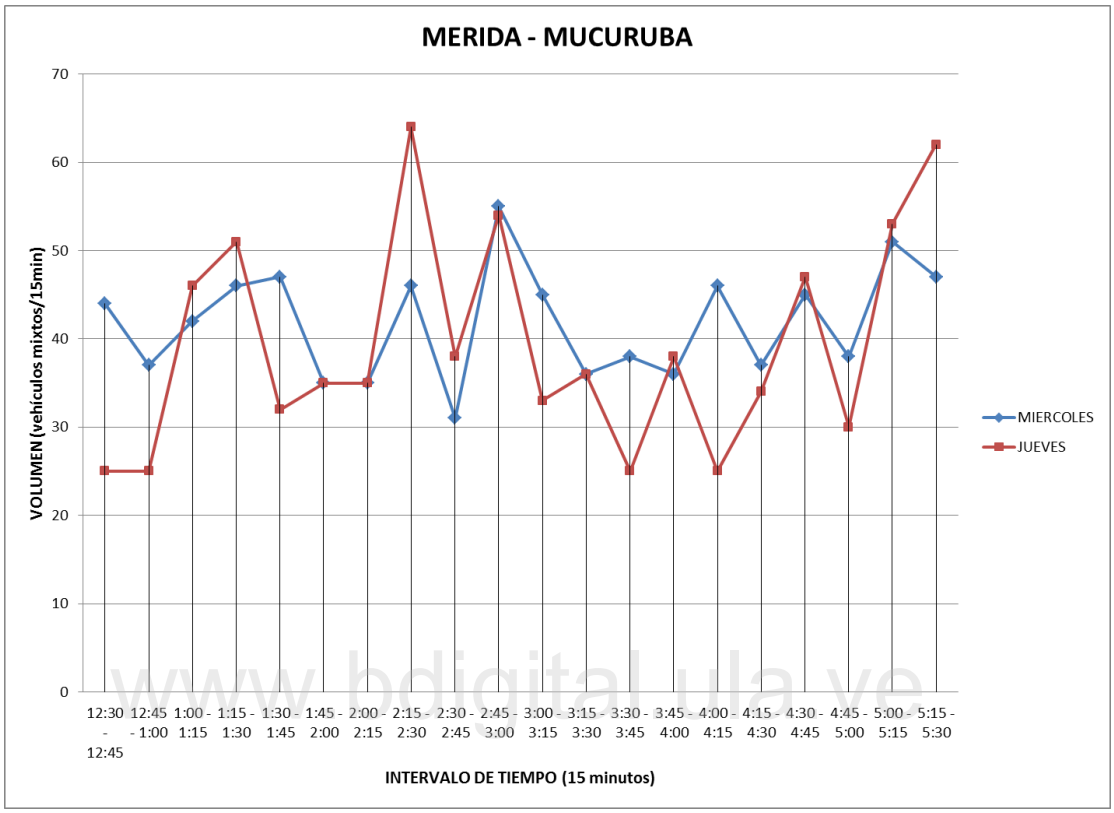


Figura 4.10 Variación del volumen de tránsito mixto sentido Mérida – Mucurubá.

Los indicadores del tráfico para el sentido Mérida – Mucurubá se presentan en la tabla 4.25, de los cuales se emplearán los resultados del día jueves, como se dijo anteriormente, para el análisis a realizar en el próximo capítulo. El porcentaje de vehículos pesados resultó ser alto debido a que la muestra Nro. 2 se trata de un tramo de carretera de montaña, en donde normalmente se esperan altos volúmenes de camiones.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.25 Indicadores de Tráfico. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá.

SENTIDO MERIDA - MUCURUBA					
DIA	**VOLUMEN HORA PICO (veh/h)**	**RATA HORARIA (veh/h)**	**FHP**	**%VP**	**$\%VP_{PROMEDIO}$**
MIERCOLES	181	204	0.89	18	21
JUEVES	192	248	0.77	23	

En la tabla 4.26 se presentan los volúmenes horarios clasificados sentido Mérida – Mucurubá, para las mediciones del día jueves 11/09/2014, y resultó un porcentaje de vehículos livianos del 79%, transporte público 5% y camiones del 16%.

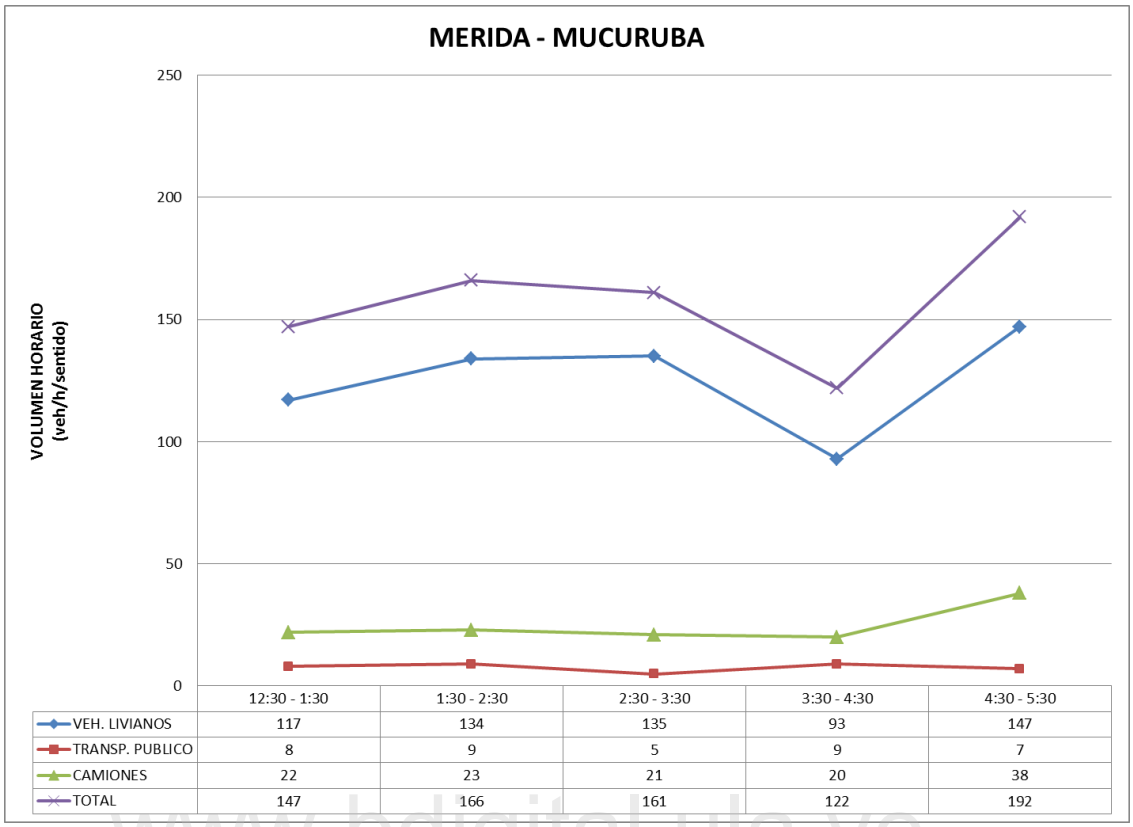
Tabla 4.26 Volúmenes horarios clasificados. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá. Sentido Mérida – Mucurubá. Medición Día Jueves 11/09/2014.

HORA	VEHICULOS LIVIANOS	TRANSPORTE PUBLICO	CAMIONES	VOLUMEN MEDIDO
12:30 - 1:30	117	8	22	147
1:30 - 2:30	134	9	23	166
2:30 - 3:30	135	5	21	161
3:30 - 4:30	93	9	20	122
4:30 - 5:30	147	7	38	192
TOTALES	**626**	**38**	**124**	**788**
PORCENTAJE	**79%**	**5%**	**16%**	**100%**

www.bdigital.ula.ve

En la figura 4.11 se representa la composición vehicular, en la cual se aprecia una distribución uniforme del transporte público, al igual que en los camiones, solo en la hora de máxima demanda ocurrió un pico en el volumen de camiones. Para el caso de los vehículos livianos se aprecia claramente una hora valle dada desde las 3:30pm – 4:30pm, momento a partir del cual comienza a aumentar el volumen de vehículos livianos, ya dentro de la hora pico.

C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

Figura 4.11 Variación horaria del volumen de tránsito y composición vehicular sentido Mérida – Mucurubá. Datos día jueves 11/09/2014.

En la tabla 4.27 se muestra el resumen de los indicadores de tráfico para cada sentido de circulación, de las mediciones hechas el día jueves 11/09/2014.

Tabla 4.27 Resumen Indicadores de Tráfico. Troncal T007 Tramo Escagüey – Mucurubá.

SENTIDO	VOLUMEN HORA PICO (veh/h)	RATA HORARIA (veh/h)	FHP	%VP
MUCURUBA - MERIDA	300	328	0.91	20
MERIDA - MUCURUBA	192	248	0.77	23

El factor de distribución direccional, D, resultó de 40/60 Mérida-Mucurubá/ Mucurubá-Mérida.

C.C. Reconocimiento

4.3.2.2 Velocidades

Seguidamente se procesarán los datos colectados de velocidad, para estimar la velocidad a flujo libre, así como las velocidades promedio clasificadas antes de la pendiente crítica y en el punto crítico.

- ✓ ***Velocidad a Flujo Libre***

Para la muestra Nro. 2 se midió la velocidad a flujo libre en el tramo, a través del método del vehículo piloto, y se realizaron cinco recorridos en el tramo para obtener un promedio de velocidad a flujo libre.

S_1= 56 km/h S_2= 58 km/h S_3= 68 km/h S_4= 57 km/h S_5= 61 km/h

La velocidad promedio a ser considerada es de 58 km/h.

FFS = 58 km/h.

www.bdigital.ula.ve

- ✓ ***Velocidad promedio de camiones antes de pendiente crítica***

Una vez empleado el método del cronómetro para medir velocidades puntuales, se procedió a realizar el procesamiento de los datos a través de una tabla de distribución de frecuencias de velocidad; para esto los datos de velocidad se ordenaron de menor a mayor según se aprecia en la tabla 4.28.

A continuación se muestran los valores necesarios para la construcción de la tabla de distribución de frecuencia de velocidades:

- Nº Observaciones = 40
- Nº Clases = 6
- Valor Min = 30
- Valor Max = 52
- Rango = 22

C.C. Reconocimiento

- Rango/clases = 3.67
- Tamaño Clase = 4

Tabla 4.28 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T007 antes de pendiente crítica, sector Valle Hermoso.

30	41	45	47
35	41	45	47
35	42	45	47
37	42	45	48
38	43	45	48
39	44	46	49
39	44	46	49
39	44	46	50
40	44	47	52
40	45	47	52

A continuación se muestran los valores necesarios para la construcción de la tabla de distribución de frecuencia de velocidades:

www.bdigital.ula.ve

- Nº Observaciones = 40
- Nº Clases = 6
- Valor Min = 30
- Valor Max = 52
- Rango = 22
- Rango/clases = 3.67
- Tamaño Clase = 4

En la tabla 4.29 se muestra la tabla de distribuciones de frecuencia de velocidades, en la cual resultó como velocidad media de camiones antes de la pendiente de 43.20km/h, con una desviación estándar de 4.81 km/h, para las mediciones realizadas. En la figura 4.12 se ilustra la curva de frecuencias acumulada de las velocidades puntuales medidas antes de la pendiente crítica.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.29 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas antes de la pendiente crítica para camiones. Sector Valle Hermoso.

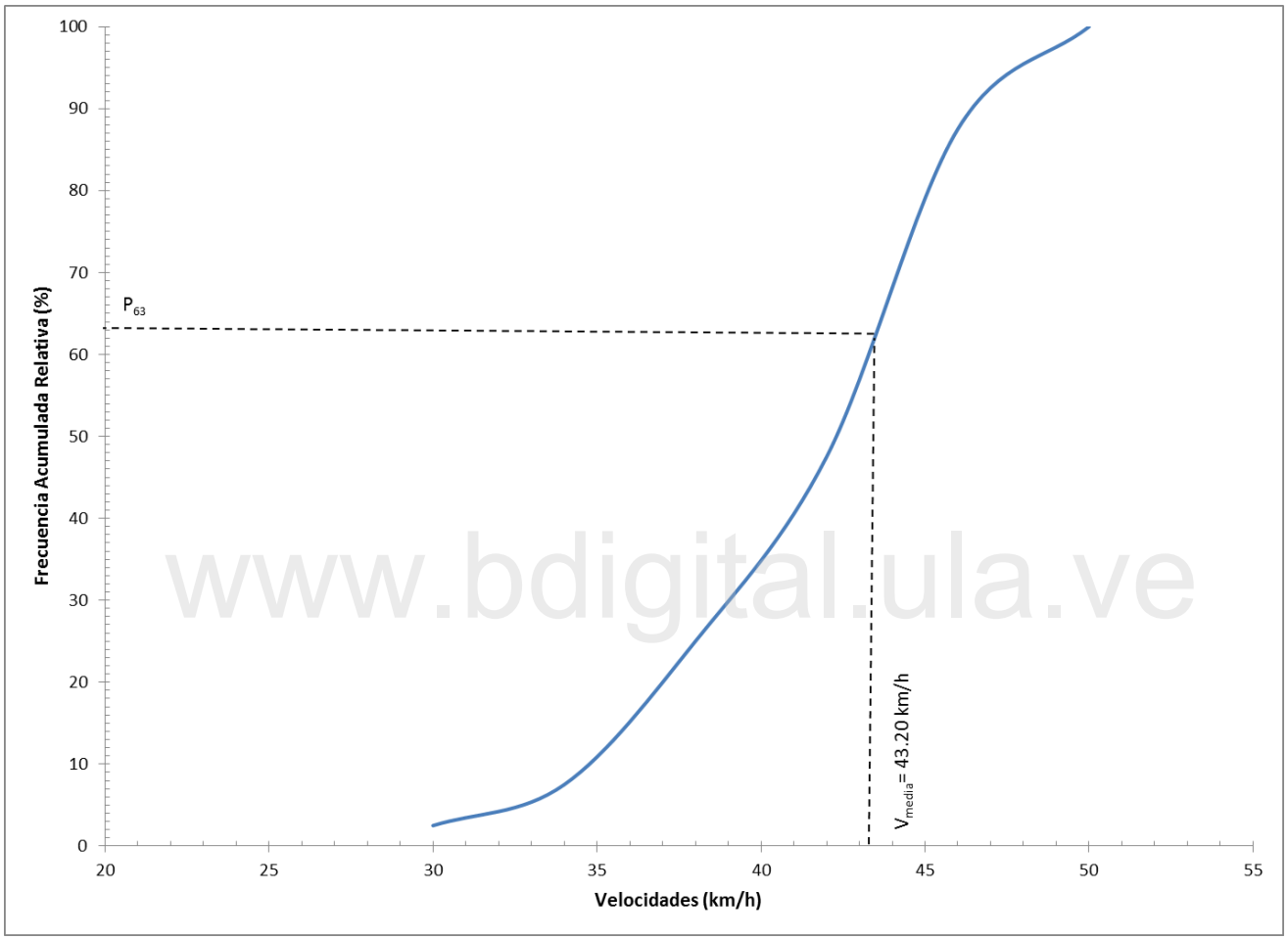
Marca de Clase	Int.Inferior	Int. Superior	Frecuencia	Frecuencia Relativa (%)	Frecuencia Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada (%)	(Ui) 2	Fi x Ui	Fi x Ui2
30	28	32	1	3	1	3	900	30	900
34	32	36	2	5	3	8	1156	68	2312
38	36	40	7	18	10	25	1444	266	10108
42	40	44	9	23	19	48	1764	378	15876
46	44	48	16	40	35	88	2116	736	33856
50	48	52	5	13	40	100	2500	250	12500
		Σ	40	100			Σ	1728	75552

www.bdigital.ula.ve

Velocidad Media= 43.20 km/h.

Desviación estándar= 4.81 km/h

C.C. Reconocimiento



www.bdigital.ula.ve

Figura 4.12 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales medidas, antes de la pendiente crítica. Sector Valle Hermoso.

C.C. Reconocimiento

- ✓ ***Velocidad promedio de camiones en pendiente crítica***

A partir de los datos obtenidos en campo se procedió a ordenarlos de menor a mayor, como se muestra en la tabla 4.30, para luego proceder a obtener la tabla de distribución de frecuencias.

Tabla 4.30 Velocidades puntuales (km/h) medidas sobre Troncal T007 en punto crítico. Escagüey.

11	27	30	32
15	27	30	35
15	27	30	35
19	28	30	35
20	28	30	36
20	28	31	37
22	28	32	37
22	28	32	38
26	29	32	38
27	30	32	38

www.bdigital.ula.ve

A continuación se muestran los valores necesarios para la construcción de la tabla de distribución de frecuencia de velocidades:

- Nº Observaciones = 40
- Nº Clases = 6
- Valor Min = 11
- Valor Max = 38
- Rango = 27
- Rango/clases = 4.5
- Tamaño Clase = 5

En la tabla 4.31 se muestra la tabla de distribuciones de frecuencia de velocidades, en la cual resultó como velocidad media de camiones en el punto crítico de 28.4km/h, con una desviación estándar de 6.3 km/h, para las mediciones realizadas.

C.C. Reconocimiento

Tabla 4.31 Distribuciones de frecuencia de velocidades puntuales medidas en el punto crítico para camiones. Escagüey.

Marca de Clase	Int.Inferior	Int. Superior	Frecuencia	Frecuencia Relativa (%)	Frecuencia Acumulada	Frecuencia Relativa Acumulada (%)	(Ui) 2	Fi x Ui	Fi x Ui2
11	8.5	13.5	1	3	1	3	121	11	121
16	13.5	18.5	2	5	3	8	256	32	512
21	18.5	23.5	5	13	8	20	441	105	2205
26	23.5	28.5	10	25	18	45	676	260	6760
31	28.5	33.5	13	33	31	78	961	403	12493
36	33.5	38.5	9	23	40	100	1296	324	11664
		Σ	40	100			Σ	1135	33755

www.bdigital.ula.ve

Velocidad Media= 28.4 km/h.

Desviación estándar= 6.3 km/h.

C.C. Reconocimiento

En la figura 4.13 se ilustra la curva de frecuencias acumulada de las velocidades puntuales medidas en de la pendiente crítica.

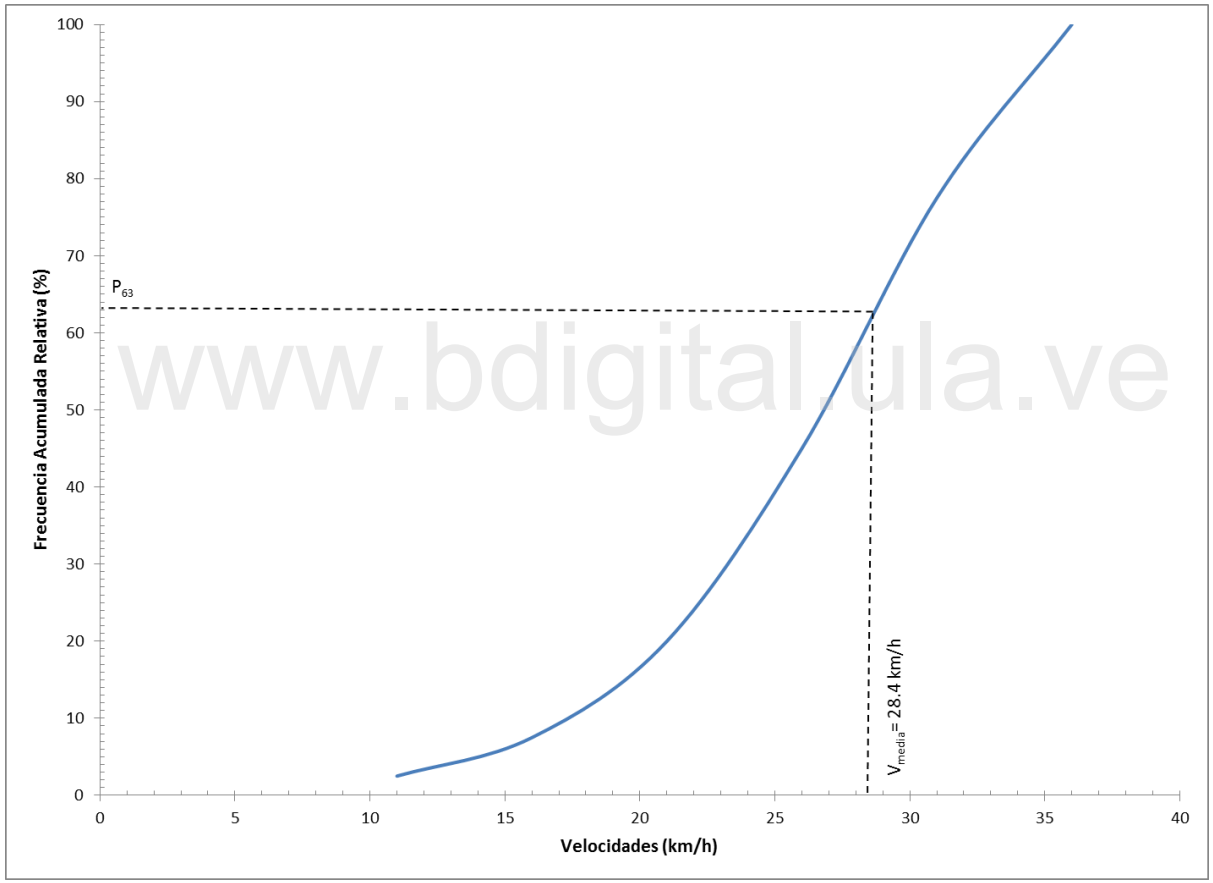


Figura 4.13 Curva de frecuencias observada y acumulada de velocidades puntuales medidas, en punto crítico. Escagüey.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

4.3.2.3 Elementos geométricos de la vía

Una vez hechas las mediciones de la geometría, se tiene que la misma cuenta con un canal por sentido de circulación (Mérida – Mucurubá, Mucurubá - Mérida), y cada canal tiene un ancho de 3.0m. El tramo de estudio que va desde Escagüey hasta Mucurubá, tiene una longitud aproximada de 4.3Km. La vía no posee hombrillos y su pendiente longitudinal es variable dado que se trata de carretera de montaña.

El tramo desde Escagüey hasta Mucurubá se dividió en ocho sub-tramos, a los cuales se les midió la pendiente longitudinal de la vía con ayuda de un clisímetro. En la figura 4.12 se ilustra la variación de las pendientes longitudinales de la vía a lo largo del tramo Escagüey – Mucurubá, y las longitudes de los sub-tramos. A partir de las pendientes medidas se determinó la pendiente ponderada del tramo, la cual dio como resultado 4.12%. Para esta pendiente la Norma Venezolana establece una longitud crítica de aprox. 350m (Tabla 2.6 Valores característicos de Longitudes Críticas).

www.bdigital.ula.ve

En la zona de Escagüey se encuentran ubicados unos reductores de velocidad para ambos canales de circulación, los cuales afectan el comportamiento normal del tráfico.

C.C. Reconocimiento

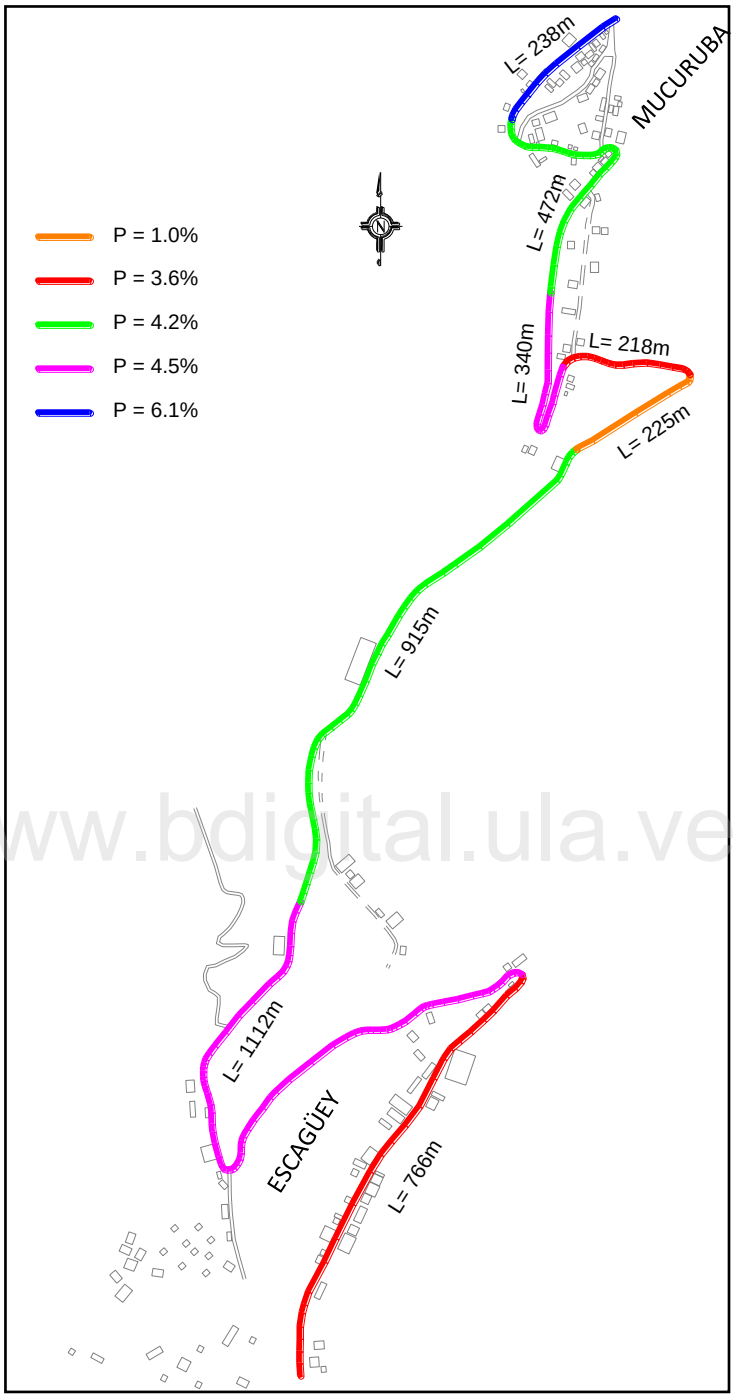


Figura 4.14 Variación de pendientes longitudinales en tramo de vía Escagüey – Mucurubá.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

CAPITULO V. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

5.1 Consideraciones Generales

En el presente capítulo se presentarán los análisis de los resultados obtenidos en el proceso de mediciones en campo para cada uno de los sitios de estudio, con el fin de plantear mejoras de bajo costo bajo un diseño conceptual, que permita mejorar la operatividad y seguridad en los sitios de interés, para luego realizar el análisis operacional de la condición actual de la vía, y evaluar el futuro comportamiento del tráfico con la implementación de la mejora.

5.2 Análisis de la Muestra Nro. 1

www.bdigital.ula.ve

Seguidamente se realizará el análisis de los resultados obtenidos del procesamiento de los datos para la muestra Nro. 1, que permitirá estudiar mejoras de bajo costo, de las cuales se seleccionará la más adecuada, para sugerir el diseño conceptual de la misma, y evaluar la operatividad del tráfico.

5.2.1 Procesamiento de Datos

A partir de los datos obtenidos de las mediciones en la Muestra Nro. 1, se obtuvieron los indicadores del tráfico de la tabla 4.9, correspondientes al día de medición martes 26/08/2014, dichos resultados se consideran confiables ya que las condiciones en que se realizaron las mediciones fueron óptimas, y ocurrió una distribución uniforme del tráfico a lo largo de la hora de máxima demanda, tanto en el sentido de circulación El Vigía – Km. 15 como en sentido Km. 15 – El Vigía.

C.C. Reconocimiento

Los movimientos direccionales que se midieron en la intersección arrojaron resultados aceptables, como lo es el caso del *giro a la izquierda desde la Troncal T001*, que resultó con un porcentaje de vehículos pesados del 20%, valor considerable tomando en cuenta que hacia Onia se encuentra el embalse y el vertedero de desechos sólidos, y a lo largo del día se desplazan vehículos pesados hacia y desde la zona de Onia. En la tabla 4.11 se muestran los indicadores de tráfico correspondiente al giro a la izquierda. La distribución del tráfico a lo largo de la hora pico fue uniforme, dando como resultado del FHP 0.91.

La medición de volumen del *giro a la derecha desde la Troncal T001 hacia Onia* dio como resultado un volumen que puede considerarse despreciable, ya que ocasionalmente vehículos realizaban esta maniobra, a razón de 2 vehículos por hora, que para efectos de operatividad de la intersección no interfiere con los vehículos que giran a la izquierda desde la Troncal T001 hacia Onia. La mayoría de los vehículos medidos para este movimiento eran vehículos pesados.

www.bdigital.ula.ve

Los volúmenes medidos para el giro a la derecha desde Onia hacia la Troncal T001, resultaron ser confiables con un comportamiento lógico, y así valida los volúmenes resultantes del giro a la izquierda desde la Troncal T001, ya que en la hora pico desde Onia (7:30am – 8:30am), salían hacia el Vigía más o menos el mismo porcentaje de vehículos que entraban a Onia, desde la Troncal T001 para la hora pico de este movimiento dado de 11:30am – 12:30am; es decir que el comportamiento del tráfico es por la mañana se generan los picos en dirección Onia – El Vigía, las personas se desplazan hacia El Vigía por estudios, trabajo, entre otros, y retornan hacia Onia cerca del mediodía, que es cuando se da la hora de máxima demanda para el movimiento de giro a la izquierda desde la Troncal T001 dirección El Vigía – Onia.

En relación a las velocidades, estas se midieron después de la intersección para conocer la velocidad del tramo Onia – Km. 15, con el fin de estimar la velocidad que

C.C. Reconocimiento

deberían llevar los vehículos al pasar por la intersección, bajo la situación de que no existieran los reductores de velocidad, que actualmente se encuentran anterior a la intersección de Onia. La velocidad del percentil 85 resultó de 88 km/h, que representa la velocidad que solo es sobrepasada por el 15% de los conductores. Se considera que se mantiene una buena velocidad, lo que da indicios de que la vía está operando a un nivel de servicio satisfactorio.

De las mediciones de velocidad realizadas en la intersección, se obtuvo como resultado una velocidad media de 56 km/h ± 4 km/h, y la velocidad del percentil 85 de 58.6 km/h; velocidad actual muy por debajo de la velocidad que debería llevar el vehículo al pasar por la intersección; esto ocurre debido a la presencia de los reductores de velocidad.

Como ya se dijo, la velocidad actual en la intersección es afectada por los reductores de velocidad, por lo cual se decidió realizar una estimación analítica de la velocidad en función de la geometría de la vía, expuesta por Andueza (1984)[29]; dicha estimación da como resultado velocidades en el orden de 80 km/h – 83 km/h, resultados que se ajustan a las velocidades medidas después de la intersección.

www.bdigital.ula.ve

Considerando las mediciones realizadas de velocidad, y las condiciones actuales de la intersección, se aceptará para el análisis operacional y diseño conceptual una velocidad de 80km/h que es el resultado del método analítico, ya que la solución o mejora que se plantee para esta intersección estará sujeta a la eliminación de los reductores de velocidad.

Actualmente en la intersección de Onia se presentan problemas de seguridad para los usuarios, debido a que algunos de los conductores que ejecutan el giro a la izquierda, lo hacen antes de la intersección tomando como canal de refugio, el canal adicional existente de incorporación a la Troncal T001 desde Onia, en donde en

C.C. Reconocimiento

algunos casos se encuentran los vehículos de frente a causa de la imprudencia del conductor que se desplaza hacia Onia.

Debido a que existe cierta presión en el conductor por ejecutar la maniobra de giro a la izquierda, y no cuenta con un canal especial de refugio, es afectada la seguridad de los usuarios de la vía para todos los movimientos involucrados. Es importante considerar las altas velocidades que se emplean en la zona, aunado al hecho de que la demanda para movimiento de giro a la izquierda cada día es mayor, por el potencial crecimiento de la zona de Onia.

Para mitigar los problemas de seguridad presentes en la intersección, los pobladores de la zona han colocado reductores de velocidad en las cercanías de la misma, lo cual ha obligado al tráfico que sigue recto en dirección El Vigía – Km. 15 y Km.15 – El Vigía a reducir sus velocidades de viaje, afectando de este modo el nivel de operación de la Troncal T001 en esta zona.

www.bdigital.ula.ve

Por tanto se hace necesario estudiar el diseño y construcción de una medida de bajo costo que pueda brindar mayor seguridad a los usuarios de esta intersección.

5.2.2 Medidas de bajo costo

Luego de estudiar las distintas mejoras de bajo costo para carreteras rurales de dos canales expuestas en el Capítulo II, tomando en cuenta las condiciones geométricas de muestra Nro. 1 y el comportamiento del tráfico, deben estudiarse soluciones de bajo costo para el movimiento de giro a la izquierda desde la Trocal T001 en dirección El Vigía – Km. 15 hacia Onia. Actualmente el buen funcionamiento de la intersección es afectado por el volumen de vehículos que realizan la maniobra de giro a la izquierda desde la Troncal T001 hacia Onia, ya que por el volumen de vehículos que circulan en sentido opuesto (Km. 15 – El Vigía), el conductor se ve obligado a parar en el canal compartido esperando tener oportunidad para ejecutar

C.C. Reconocimiento

la maniobra de giro a la izquierda, interrumpiendo a su vez al flujo vehicular que sigue recto hacia el Km. 15.

En el capítulo II se describieron medidas para dar solución a los giros a la izquierda, como lo son los canales exclusivos de giro a la izquierda, el canal de desviación por el hombrillo, y el canal de giro a la izquierda en ambos sentidos `Two-way Left Turn Lane' (TWLTL).

5.2.2.1 Solución Canal de Giro a la izquierda.

En el capítulo II se describieron métodos para la evaluación de si se justifica o no la implementación de un canal de giro a la izquierda, empleando como referencia las consideraciones de la Norma Venezolana, y los criterios dados por la AASHTO 2011[1], los cuales serán aplicados a continuación.

5.2.2.1.1 Norma Venezolana

www.bdigital.ula.ve

De acuerdo a la figura 2.9 de criterios para la justificación de canales de giro a la izquierda, se debe conocer la velocidad de proyecto de la vía y el volumen en ambos sentidos, que en función de los datos procesados en el capítulo anterior, se puede tomar como velocidad de proyecto, la correspondiente al percentil 85 del método analítico que resultó de 80 km/h, y un volumen en ambos sentidos de 725 veh/h (El Vigía – Km. 15 VHP= 344 veh/h y sentido Km. 15 – El Vigía VHP= 381 veh/h), para estos valores según la Norma Venezolana[9] se considera **indispensable** el uso del canal de giro a la izquierda.

5.2.2.1.2 AASHTO 2011

En base a los resultados del procesamiento de los datos medidos en campo se obtienen los siguientes valores de interés:

Volumen opuesto = 381 veh/h. (Km. 15 – El Vigía, volumen obtenido de la tabla 4.9)

C.C. Reconocimiento

Volumen de vehículos que giran a la izquierda = 84 veh/h. (El Vigía – Onia, volumen obtenido de la tabla 4.11)

Volumen vehículos que siguen recto = 344 veh/h. (El Vigía – Km. 15, volumen obtenido de la tabla 4.9)

Volumen en el sentido considerado = 428 veh/h. (El Vigía – Km. 15, Volumen que sigue recto + volumen que gira a la izquierda: 344 veh/h + 84 veh/h)

% vehículos que giran a la izquierda = 20% (obtenido de tabla 4.11)

Haciendo uso de la Tabla 2.11 con los valores arriba indicados y para una velocidad de operación de alrededor de 80 km/h, se obtiene como resultado un volumen en el sentido considerado de 240 veh/h, el cual está por debajo del volumen máximo medido en sentido El Vigía – Km. 15 que es 428 veh/h, lo que indica que se **justifica** la implementación de un canal de giro a la izquierda.

www.bdigital.ula.ve

5.2.2.2 Solución Canal de desviación por el hombrillo

Un canal de desviación por el hombrillo puede dar solución a problemas de seguridad presentes en intersecciones aisladas en carreteras rurales cuando los giros que se presentan son ocasionales. Esta medida es totalmente adecuada, cuando los volúmenes de giro a la izquierda no justifican la construcción de un canal exclusivo para este movimiento.

Esta medida pudiera ser aplicada en casos en donde no se cuente con espacio físico suficiente para la construcción de un canal exclusivo de giro a la izquierda, o cuando no se dispone de los recursos económicos suficientes para esto, ya que las dimensiones típicas de desviación por el hombrillo son fácilmente adaptables a espacios reducidos, pero con el inconveniente de que no garantiza la velocidad de operación de la vía.

C.C. Reconocimiento

5.2.2.3 Solución de Canal de giro a la izquierda en dos sentidos TWLTL

Esta medida de bajo costo para giros a la izquierda, no puede ser aplicada en la muestra Nro. 1 dado que se trata de una intersección en "T", y esta medida es aplicable en zonas donde hay varias intersecciones en ambos sentidos de circulación de la vía, y en donde los volúmenes de giro sean bajos que no justifiquen el canal exclusivo de giro a la izquierda.

5.2.3 Diseño geométrico conceptual

En base a lo descrito anteriormente y tomando en cuenta que la geometría de la muestra Nro. 1 cuenta con suficiente espacio físico, se tomará como solución la implementación de la medida del canal exclusivo de giro a la izquierda, a la cual se le sugerirá el diseño conceptual en base a los criterios dados por la Norma Venezolana y la AASHTO.

www.bdigital.ula.ve

5.2.3.1 Según Norma Venezolana

Para una velocidad de operación de 80 km/h, la longitud del canal adicional sería la siguiente:

L_1= 120m (longitud del ensanche según ecuación 2.4)

L_2= 24m (longitud de transición según ecuación 2.5)

L_3= 32m (longitud de almacenamiento según ecuación 2.6)

En el anexo III-1(a) se representa el diseño conceptual del canal de giro a la izquierda según los criterios de diseño de la Norma Venezolana[9].

C.C. Reconocimiento

5.2.3.1 Según AASHTO

Se procede a dimensionar el canal de giro a la izquierda, según lo explicado en el punto *2.2.2.5.2.* De la tabla 2.12 se obtiene la **longitud de deceleración del canal,** la cual para una velocidad de 80 km/h es de **130 m**.

De acuerdo a las mediciones realizadas en campo el porcentaje de vehículos pesados sentido El Vigía – Km. 15 es del 27% promedio (tabla 4.7), y según los criterios presentados por la AASHTO (2011)[1], cuando el %VP supera el 10% se debe considerar una **longitud de almacenamiento,** que en sus condiciones mínimas, debe dar cabida a un camión y un vehículo de pasajero, para lo cual se estipulan 22 m para este fin.

Para la **longitud de la cuña** se seguirán las recomendaciones dadas por AASHTO (2011)[1], en donde su longitud será ½ de la longitud de deceleración con una rata de ensanche entre 8:1 – 15:1.

www.bdigital.ula.ve

Como no existe divisoria central se debe proporcionar una **longitud para la cuña de aproximación**, que se estima a partir de la ecuación 2.7, la misma da como resultado una longitud de **192 m**, considerando un ancho de canal de 3.60 m y una velocidad de operación de 80 km/h.

En el anexo III-1(b) se representa el diseño conceptual del canal de giro a la izquierda según los criterios de diseño dados por la AASHTO (2011)[1]. Cuando se presenta el caso de que exista limitaciones de espacio, se puede utilizar un diseño alternativo que es emplear una cuña de aproximación de menor longitud, 2/3L (2/3 * 192 m =128 m) que sería de 128 m, a partir de ésta se comienza la deceleración, esto se puede apreciar en el anexo III-1(c).

Para la aplicación del diseño conceptual del canal de giro a la izquierda, se decidió tomar las dimensiones sugeridas por la Norma Venezolana[9], ver anexo III-2. Estas

C.C. Reconocimiento

dimensiones se ajustan adecuadamente a la geometría actual de la intersección, canales de giro a la izquierda más largos como los obtenidos de la AASHTO (2011)[1], no conviene plantearlos para esta intersección en Onia porque no se cuenta con una geometría favorable para su desarrollo.

5.2.4 Análisis Operacional de la Intersección

El análisis operacional para la muestra Nro. 1, se hará empleando la metodología expuesta por el HCM 2010[25] en el capítulo 19, para el caso de *intersecciones no semaforizadas controladas por pare o ceda el paso*. Para el presente caso, el movimiento que interesa evaluar es el giro a la izquierda desde la vía principal (Troncal T001) hacia la vía secundaria (Onia). La metodología asume que el giro a la izquierda se da desde un canal exclusivo para este movimiento, por lo cual no se puede evaluar el nivel de servicio bajo la condición actual, pero sí estimar una probabilidad de que el giro a la izquierda esté libre de cola, y luego con este valor estimar el Nivel de Servicio del movimiento que sigue recto en el canal compartido. A continuación se describen las características geométricas y de tráfico en la intersección, necesarias para la aplicación de la metodología:

www.bdigital.ula.ve

- ✓ Intersección en T.
- ✓ La vía principal o prioritaria tiene un canal por sentido de circulación. El sentido Km. 15 – El Vigía cuenta con un canal de incorporación para el giro a la derecha desde Onia, el cual sirve también para los vehículos que circulen sentido Km. 15 – Onia, pero este último volumen es tan bajo que se considera despreciable. En la figura 5.1 se puede observar la configuración de los canales en la Intersección.
- ✓ La vía no prioritaria dispone de un canal para cada movimiento.
- ✓ Los accesos están en la misma pendiente 0.5% aproximadamente, en terreno llano.
- ✓ El porcentaje de vehículos pesados está alrededor de 20%.

C.C. Reconocimiento

- ✓ No existen intersecciones semaforizadas próximas a la intersección.
- ✓ No se consideran peatones.

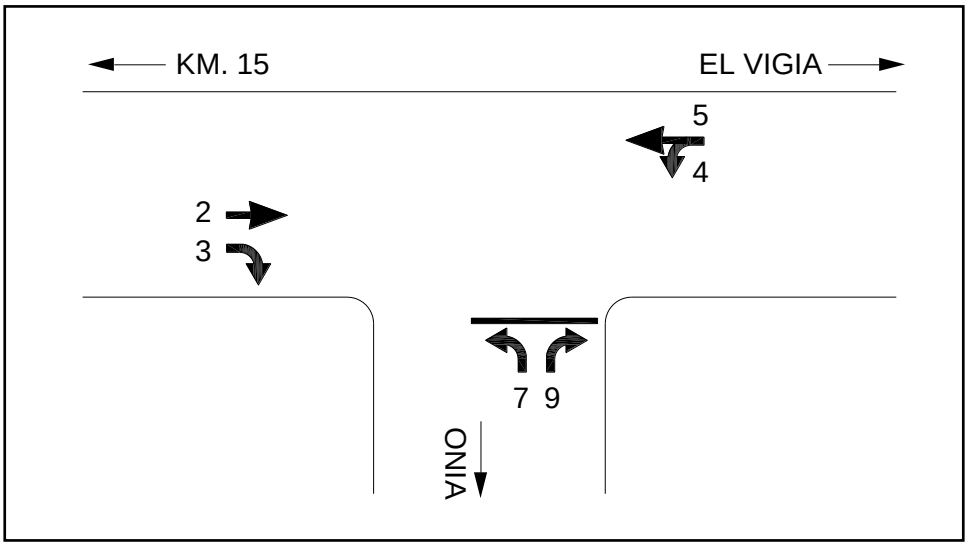


Figura 5.1 Configuración de los canales en la intersección Onia. Numeración de cada movimiento.

www.bdigital.ula.ve

- ✓ Para el análisis se considerará lo relacionado al giro a la izquierda desde la vía prioritaria.
- ✓ En la figura 5.2 se muestran las ratas horarias a considerar en la aplicación de la metodología.

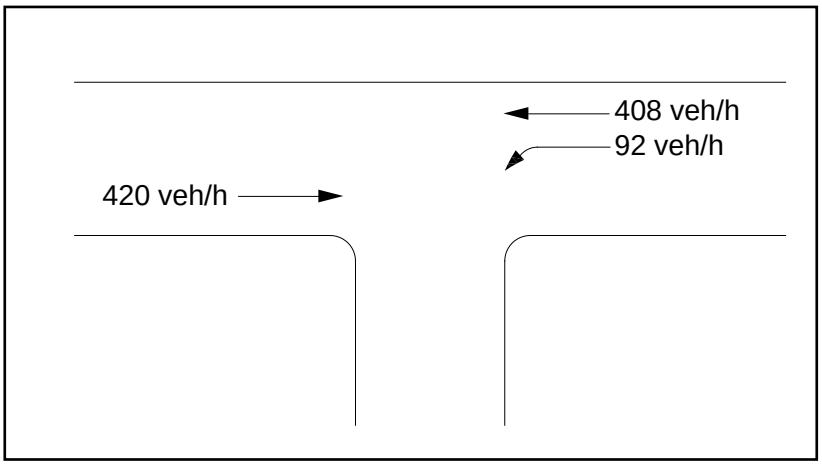


Figura 5.2 Ratas Horarias para los movimientos involucrados en el estudio.

C.C. Reconocimiento

Se estudiará solamente el *Giro a la izquierda desde la Vía Prioritaria* sobre Troncal T001 en sentido El Vigía – Onia, que es el que corresponde a la situación que se desea evaluar, y de acuerdo a la nomenclatura empleada por el HCM, éste movimiento se denominará bajo el número 4, y se encuentra dentro de la categoría 2.

Paso 2: *Convertir volúmenes en rata horaria*

La rata horaria sentido El Vigía – Km. 15 y sentido de circulación Km. 15 – El Vigía, se obtiene de la tabla 4.9, para valores de 408 veh/h y 420 veh/h respectivamente. Para el movimiento de giro a la izquierda desde la Troncal T001 la rata horaria resultó de 92 veh/h, de acuerdo a la tabla 4.11. Estos valores se representan en la figura 5.2.

Paso 3: *Determinar las ratas de flujo en conflicto*

www.bdigital.ula.ve

En función a la situación actual de la intersección, el conflicto para el giro a la izquierda desde la vía prioritaria, se genera por el movimiento que sigue recto en sentido opuesto denominado 2 (figura 5.1) y el giro a la derecha desde la vía prioritaria (Km. 15 – Onia); éste último se considera despreciable como se dijo anteriormente. Por tanto, utilizando la ecuación 2.28:

$$v_{c,4} = 420 veh/h$$

Paso 4: *Determinar Intervalo crítico e Intervalo entre vehículos sucesivos*

Considerando Giro a la izquierda desde la Vía Prioritaria y dos canales de circulación, se obtiene de la tabla 2.19 un valor de intervalo crítico base de 4.1 seg. El factor de ajuste por vehículos pesados se asume 1, dado que la vía prioritaria tiene un canal por sentido. El factor de ajuste por pendiente no se considera para este movimiento. El factor de ajuste por geometría es cero, debido a que se trata de una intersección

C.C. Reconocimiento

en T. Una vez descrito esto se procede a calcular el intervalo crítico para el movimiento 4, a partir de la ecuación 2.29.

$t_{c,4} = 4.3seg$

Para la determinación del intervalo entre vehículos sucesivos, se tomó de la tabla 2.20 un intervalo base de 2.2 seg, que corresponde al Giro a la izquierda desde la vía prioritaria y dos canales de circulación. El factor de ajuste por vehículos pesados es de 0.9 dada que la vía prioritaria tiene un canal por sentido. Con estos valores y empleando la ecuación 2.30, se obtiene el Intervalo entre vehículos sucesivos:

$t_{f,4} = 2.38seg$

Paso 5: *Cálculo de Capacidad Potencial*

El cálculo de la capacidad potencial se realizará considerando que no existen intersecciones semaforizadas próximas a la intersección; para esto se empleará la ecuación 2.31 que da como resultado:

www.bdigital.ula.ve

$c_{p,4} = 1049veh/h$

Paso 6: *Capacidad de los movimientos de la categoría 1*

Este paso no aplica para el caso de estudio.

Paso 7: *Capacidad de los movimientos de la categoría 2*

Paso 7a:

La capacidad del movimiento 4 que corresponde al giro a la izquierda desde la vía prioritaria, es la misma capacidad potencial.

$c_{m,4} = c_{p,4} = 1049veh/h$

Paso 7b:

C.C. Reconocimiento

El efecto de la existencia del canal compartido para el movimiento que gira a la izquierda desde la vía prioritaria y el que sigue recto, se evaluará por medio de la probabilidad de que el giro a la izquierda de la vía principal esté libre de cola, por medio de la ecuación 2.34, así:

$p_{0,j}^{*} = 0.48$

En donde existe una probabilidad del 48% de que los vehículos que siguen recto no sean bloqueados por vehículos que estén esperando realizar la maniobra de giro a la izquierda.

Pasos 8 y 9: *Capacidad de los movimientos de la categoría 3 y 4*

Estos pasos no aplican para el movimiento en estudio.

Paso 10: *Ajustes de la Capacidad final*

www.bdigital.ula.ve

Este paso no aplica para el caso en estudio.

Paso 11: *Calcular la demora por movimiento*

Paso 11a:

Para determinar la demora del movimiento 4 se emplea la ecuación 2.36, y se obtiene como resultado lo siguiente:

$d = 10.7\ seg$

Para las condiciones de tráfico existentes en la intersección, el movimiento de giro a la izquierda desde la vía prioritaria presenta una demora de 10.7 seg.

De acuerdo a los criterios dados por el HCM 2010 en la tabla 2.18 para determinación del nivel de servicio, se obtiene un *NS "B"* para el movimiento *de Giro a la Izquierda desde la Vía Prioritaria*, lo que indica que para los conductores está muy poco restringida la maniobra de giro a la izquierda, y los efectos de

C.C. Reconocimiento

interrupciones del flujo son fácilmente absorbidos, con bajas demoras y longitudes de cola muy bajas.

Paso 11b:

La demora generada por el efecto de canal compartido en el movimiento que sigue recto y el que gira a la izquierda en la vía prioritaria, se determinó a través de la ecuación 2.38, arrojando como resultado:

$d = 5.6\ seg$

Para una demora de 5.6seg se obtiene de la tabla 2.18, un Nivel de Servicio "A" para el movimiento que sigue recto.

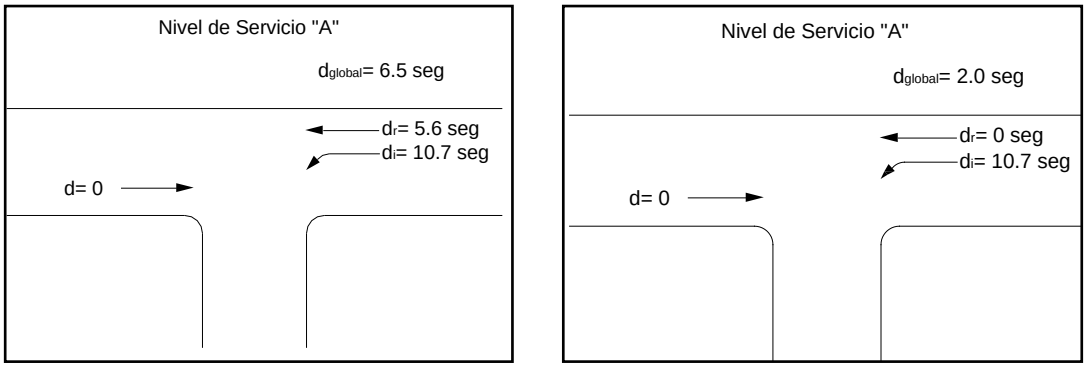
Este resultado indica que los vehículos que siguen recto en dirección El Vigía – Km. 15, se ven muy poco afectados por el volumen de vehículos que giran a la izquierda desde la Troncal T001 en sentido El Vigía – Onia. El movimiento que sigue recto no presenta colas significativas ni demoras.

www.bdigital.ula.ve

De este modo con los resultados obtenidos, se puede realizar un análisis de manera global considerando la demora del movimiento que gira a la izquierda y la demora obtenida para el movimiento recto, y de forma porcentual se obtendrá una demora global, la cual se comparará con la situación futura, en donde se espera que la demora del movimiento recto sea cero por la existencia de una canal exclusivo de giro a la izquierda. En la figura 5.3 se representa lo dicho anteriormente, estableciendo una comparación entre la demora que ocurre actualmente, y en la situación futura. En la figura 5.3 (a) situación actual, se muestran los resultados obtenidos de la demora para el movimiento que sigue recto, y para el que gira a la izquierda, resultando una demora ponderada global de 6.5 seg (se obtuvo en función de los volúmenes para cada movimiento), para un Nivel de Servicio "A" de acuerdo a los criterios de la tabla 2.18. En la figura 5.3 (b) situación futura, se asume

C.C. Reconocimiento

que con la existencia del canal de giro a la izquierda la demora para el movimiento recto sea cero, por lo cual haciendo un cálculo ponderado para ambos movimientos, la demora global resulta de 2 seg.



(a) (b)

Figura 5.3 Demoras en Intersección Onia Trocal T001. (a) Situación actual (b) situación futura

www.bdigital.ula.ve

No se refleja una mejora en el Nivel de Servicio de la intersección, dado que actualmente está operando en N.S. A, pero en función de los resultados sí se presentaría una disminución en la demora global al incorporar un canal exclusivo para el giro a la izquierda de 6.5 seg (condición actual) a 2.0 seg (condición futura).

Tomando en cuenta estos resultados, se puede decir que en este diseño lo que va a prevalecer es el criterio de seguridad vial.

5.3 Análisis de la Muestra Nro. 2

A continuación se presentarán los análisis de los resultados obtenidos para la muestra Nro. 2, y así estudiar las mejoras de bajo costo que mejor se ajusten al caso de estudio, de donde se sugerirá el diseño conceptual y se realizará el análisis operacional empleando la metodología para carreteras rurales de dos canales del HCM 2010[25].

C.C. Reconocimiento

5.3.1 Procesamiento de Datos

Los resultados obtenidos en el capítulo anterior correspondientes a la muestra Nro. 2 pueden considerarse aceptables, ya que se realizaron las mediciones durante dos días entre semana cinco horas continuas, sin presentarse durante estos días eventos excepcionales que alteren la distribución del tráfico a lo largo de una hora.

Dado que para la fecha de las mediciones estaba ocurriendo el cierre de la temporada vacacional es posible que los volúmenes se hayan incrementado un poco para los días medidos, pero se puede aceptar debido a que independientemente de esto, en la zona del páramo se presentan deficiencias de oportunidades de adelantamientos, y se debe considerar que por esta vía circula un alto porcentaje de vehículos pesados, que según la medición está por el orden del 20%.

Para el posterior análisis de medidas de bajo costo, diseño conceptual y análisis operacional de la muestra Nro. 2, se emplearán los resultados obtenidos el día jueves 11/9/2014, ya que presentó una distribución de volúmenes más uniforme a lo largo del período de medición. Es importante notar, que para ambos días de medición la hora pico resultó darse para el mismo tiempo en cada día, es decir de 4:30pm – 5:30pm, y también para cada sentido de circulación por igual.

www.bdigital.ula.ve

El sentido del análisis que se realizará es Mérida – Mucurubá, para el cual resultó un porcentaje de vehículos pesados del 23% para el día jueves 11/09/2014, un volumen horario de 192veh/h, rata horaria de 248veh/h y factor hora pico de 0.77 (ver tabla 4.26 de indicadores de tráfico en Troncal 007). En cuanto a la velocidad del tramo Escagüey – Mérida, está afectada por la presencia de reductores de velocidad en la zona de Escagüey, topografía de la zona, además de la geometría de la vía y el volumen de vehículos pesados. La velocidad a flujo libre medida, en promedio resultó de 58km/h para el tramo.

C.C. Reconocimiento

5.3.2 Análisis operacional para carreteras de dos canales. Condición actual.

El análisis operacional para la muestra Nro. 2 se realizará considerando una evaluación general del tramo Escagüey – Mucurubá, así como también en un sub-tramo el cual será definido posteriormente. Esto se hace debido a que en el sub-tramo existe disponibilidad de espacio físico para desarrollar ampliaciones o mejoras en la carretera, y como se trata de un tramo largo la mejora que se plantee no tiene el mismo efecto a lo largo de todo el tramo en estudio.

El análisis se realizará empleando la metodología presentada por el HCM 2010[25] en el capítulo 15, explicada en las bases teóricas de la presente investigación.

5.3.2.1 Análisis general del tramo Escagüey - Mucurubá

En la figura 5.4 se representa el tramo a analizar. Para desarrollar la metodología presentada por el HCM 2010[25] deben realizarse los pasos que siguen a continuación.

www.bdigital.ula.ve

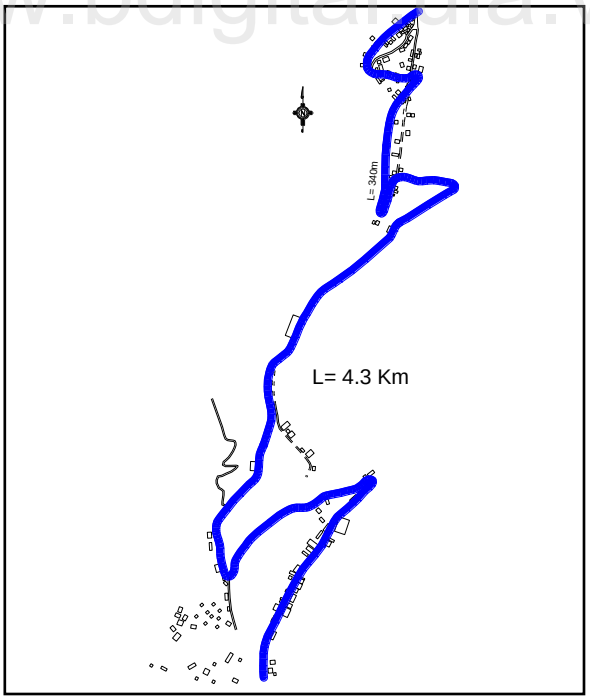


Figura 5.4 Tramo Escagüey - Mucurubá para análisis operacional.

C.C. Reconocimiento

Paso 1: *Datos de Entrada*

- ✓ *Geometría*: la condición topográfica es carretera de montaña.
  - La pendiente ponderada del tramo en estudio es del 4.12% y con una longitud de 4.29 Km. Será analizada como ***segmentos específicos.***
  - Ancho de canal de 3.0 m.
  - No posee hombrillos.
  - El número de puntos de acceso sentido Mérida – Mucurubá es de 2pt/Km, y en sentido Mucurubá – Mérida 1 pt/Km.
  - El porcentaje de zonas de no adelantamiento es del 68%.
- ✓ *Tránsito*: El sentido del análisis será **Mérida – Mucurubá**.
  - En sentido Mérida – Mucurubá se tiene un volumen máximo de VHP= 192veh/h, rata horaria de v= 248veh/h, factor hora pico de FHP= 0.77, y un porcentaje de vehículos pesados del %VP= 23%.
  - En sentido Mucurubá – Mérida se tiene un volumen máximo de VHP= 300veh/h, rata horaria de v= 328veh/h, factor hora pico de FHP= 0.91, y un porcentaje de vehículos pesados del %VP= 20%.

www.bdigital.ula.ve

En la tabla 5.1 se presenta un resumen de los indicadores de tránsito a considerar en el análisis.

Tabla 5.1 Resumen de indicadores de tránsito para el sentido analizado y sentido opuesto.

En la dirección del análisis	En dirección opuesta
V_d = 192 veh/h	V_o = 300 veh/h
Rata H= 248 veh/h	Rata H= 300 veh/h
FHP= 0.77	FHP= 0.91
% VP = 23%	% VP = 20%

C.C. Reconocimiento

- ✓ *Clase de Carretera*: De acuerdo a la tipología de las carreteras presentada por el HCM 2010, se puede decir que el tramo en estudio de la muestra Nro. 2 se trata de una carretera de Clase III, ya que la misma conduce tráfico local y de paso, atravesando pequeños poblados, con un número de puntos de accesos considerables. Este tramo de vialidad presenta velocidades bajas.
- ✓ *Velocidad de Flujo Libre FFS*: la velocidad medida en campo fue de 58 Km/h en dirección Mérida – Mucurubá. El volumen observado en el período de medición de la velocidad fue de 122 veh/h (Jueves 11/09/2014, de 3:30pm – 4:30pm).

Paso 2: *Estimar Velocidad de Flujo Libre, FFS.*

Dado que la rata de flujo es superior a 200 cp/h, la velocidad de flujo libre medida debe ser ajustada por la ecuación 2.9; para esto se debe conocer el factor de ajuste por vehículo pesado (ATS) determinado por la ecuación 2.12. Los valores para la aplicación de la ecuación 2.12 son:

www.bdigital.ula.ve

- ✓ P_T = 0.23, proporción de camiones y buses.
- ✓ P_R = 0, proporción de vehículos recreacionales
- ✓ E_T (dirección del análisis)= 10.9, equivalente a vehículos livianos de camiones y buses obtenido del Anexo A-8.
- ✓ E_T (dirección opuesta)= 10.8, obtenido del Anexo A-8.

Así el factor de ajuste por vehículo pesado (ATS), resulta de $f_{HV,ATS} = 0.31$, en el sentido del análisis (Mérida – Mucurubá), y $f_{HV,ATS} = 0.34$ en sentido contrario.

Conocidos los valores de volumen observado en el tiempo de medición de la velocidad, la velocidad de flujo libre y el $f_{HV,ATS}$ en la dirección del análisis, se aplica la ecuación 2.9 y se obtiene la velocidad de flujo libre ajustada.

FFS = 58.9 Km/h

C.C. Reconocimiento

Paso 3: *Ajuste de Rata de Flujo para Velocidad Promedio de Recorrido ATS.*

Por tratarse de una carretera Clase III este paso aplica, se convertirán los volúmenes medidos a ratas de flujo bajo condiciones equivalentes, aplicando la ecuación 2.11.

- ✓ *Rata de Flujo ajustada en la dirección del análisis (Mérida – Mucurubá):* Se debe determinar el factor de ajuste por pendiente, que de acuerdo al Anexo A-6 para una pendiente del 4.12% y rata horaria de 248 veh/h, el factor de ajuste por pendiente es de 0.71. Con estos valores, el factor de ajuste por vehículos pesados obtenido anteriormente, y el factor hora pico de 0.77, la rata de flujo ajustada en la dirección del análisis se obtiene de la ecuación 2.11, y resulta de:

  $$\boldsymbol{v_{d,ATS} = 1133\ cp/h}$$

- ✓ Rata de Flujo ajustada en la dirección opuesta (Mucurubá – Mérida): De acuerdo al Anexo A-6 para una pendiente del 4.12% y rata horaria de 328veh/h, el factor de ajuste por pendiente es de 0.75. El factor de ajuste por vehículos pesados determinado con la ecuación 2.12, resultó de 0.34. Para una rata horaria de 328veh/h, y el factor hora pico de 0.91, la rata de flujo ajustada en la dirección opuesta del análisis aplicando la ecuación 2.11, resulta de:

  $$\boldsymbol{v_{o,ATS} = 1293\ cp/h}$$

  En la tabla 5.2 se tiene un resumen de los factores obtenidos para el desarrollo de la metodología del HCM 2010[25].

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Tabla 5.2 Resumen de factores para ajuste de rata de flujo.

En la dirección del análisis	En dirección opuesta
P_{Td} = 0.23	P_{To} = 0.20
E_{Td} = 10.9	E_{To} = 10.8
E_{Rd} = 0	E_{Ro} = 0
$f_{HV,ATSd} = 0.31$	$f_{HV,ATSo} = 0.34$
$f_{g,ATSd} = 0.71$	$f_{g,ATSo} = 0.75$
$\boldsymbol{v_{d,ATS} = 1133\ cp/h}$	$\boldsymbol{v_{o,ATS} = 1293\ cp/h}$

Paso 4: *Estimar la Velocidad Promedio de Recorrido, ATS.*

A partir de la ecuación 2.14 se estima la velocidad promedio de recorrido. Para la aplicación de esta ecuación se debe determinar el factor de ajuste por zona de no adelantamiento usando el anexo A-11; para una rata de flujo opuesta ajustada de 1293 cp/h, porcentaje de zonas de no adelantamiento de 68%, y FFS de 70 Km/h (se interpola con 70 Km/h porque es el valor mínimo de velocidad a flujo libre dado por la AASHTO, para determinar el factor de ajuste por zona de no adelantamiento), el $f_{np,ATS}$ = 1.1.Luego aplicando la ecuación 2.14 se tiene:

$$\boldsymbol{ATS_d = 31.5\ Km/h}$$

Por tanto, la velocidad promedio de recorrido alcanzada por los vehículos considerando el efecto de la topografía y del volumen de los vehículos pesados existentes, es de 31.5 Km/h.

Paso 5: *Ajuste de Rata de Flujo para Porcentaje de Tiempo en Seguimiento PTSF.*

Este paso no aplica por tratarse de carretera tipo III.

Paso 6: *Estimar el Porcentaje de Tiempo en Seguimiento, PTSF.*

Este paso no aplica por tratarse de carretera tipo III.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

Paso 7: *Estimar el Porcentaje de Velocidad a Flujo Libre, PFFS.*

El porcentaje de Velocidad a Flujo Libre PFFS, se obtiene de la ecuación 2.19; así:

$$\boldsymbol{PFFS = 47\%}$$

Paso 8: *Determinar Nivel de Servicio y Capacidad*

Para carreteras Clase III el nivel de servicio se obtiene conociendo el PFFS, y chequeando en la tabla 2.16 para un PFFS= 47% el nivel de servicio del tramo es "E".

Por tanto, el ***NIVEL DE SERVICIO DEL TRAMO ESCAGÜEY – MUCURUBÁ ES "E"***. Esta medida cualitativa del nivel de operación de la vía, refleja que el tramo presenta condiciones de operación muy inestables, cualquier interrupción del tráfico puede generar colas y ondas de choque, y las maniobras son muy limitadas.

Como lo indica el HCM 2010[25] en carreteras Clase III para Nivel de Servicio "E", las velocidades son inferiores a 2/3 de la FFS, y este criterio aplica ya que 2/3(58) = 41.9 Km/h > ATS.

www.bdigital.ula.ve

La capacidad en la dirección del análisis bajo condiciones existentes (para velocidad promedio de recorrido), se determina con la ecuación 2.20 obteniendo:

$$\boldsymbol{C_{dATS} = 374\ veh/h}$$

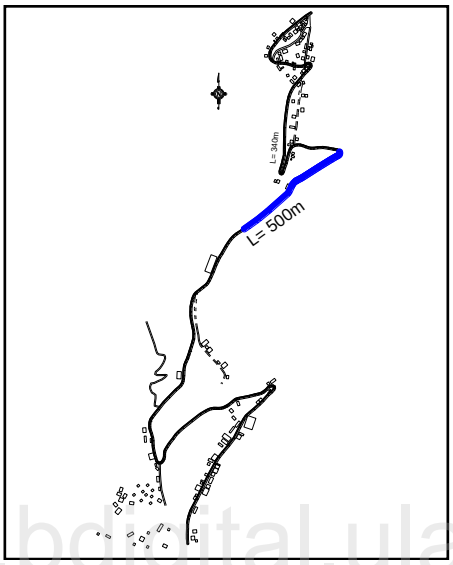
Por tratarse de una carretera Clase III la capacidad es determinada solo en función de la ATS.

Si el volumen máximo registrado en el período de medición en el sentido Mérida – Mucurubá fue de 192 veh/h, y del análisis operacional se obtiene una capacidad del tramo de 374 veh/h, los volúmenes en el tramo de Escagüey – Mucurubá se aproximan a la capacidad.

C.C. Reconocimiento

5.3.2.2 Análisis sub-tramo entre Escagüey - Mucurubá

El sub-tramo consta de una longitud de 500 m y es representado en color azul en la figura 5.5. Empleando la metodología presentada por el HCM 2010[25] en el capítulo 15, se realiza el respectivo análisis operacional.



www.bdigital.ula.ve

Figura 5.5 Sub-tramo para análisis operacional.

Paso 1: *Datos de Entrada*

- ✓ *Geometría*:
  - La pendiente ponderada del tramo en estudio es del 3.1% y con una longitud de 500 m. Será analizada como ***segmentos específicos.***
  - Ancho de canal de 3.0 m.
  - No posee hombrillos.
  - El número de puntos de acceso sentido Mérida – Mucurubá es de 0pt/Km, y en sentido Mucurubá – Mérida 0 pt/Km.
  - El porcentaje de zonas de no adelantamiento es del 50%.
- ✓ *Tránsito*: Los indicadores de tráfico a emplear son los mismos del tramo general indicados en la tabla 5.1.
- ✓ *Clase de Carretera*: Clase III.

C.C. Reconocimiento

- ✓ *Velocidad de Flujo Libre FFS*: la velocidad medida en campo fue de 58 Km/h en dirección Mérida – Mucurubá. El volumen observado en el período de medición de la velocidad fue de 122 veh/h.

Paso 2, 3, 4, 7 y 8:

Se realizaron los cálculos pertinentes para el sub-tramo, dicho procedimiento ya fue desarrollado en el punto anterior. En la tabla 5.3 se presenta el resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 5.3 Resumen de indicadores de la calidad del servicio en el sub-tramo.

En la dirección del análisis	En dirección opuesta
P_{Td} = 0.23	P_{To} = 0.20
E_{Td} = 2.7	E_{To} = 2.6
E_{Rd} = 0	E_{Ro} = 0
$f_{HV,ATSd} = 0.72$	$f_{HV,ATSo} = 0.76$
$f_{g,ATSd} = 0.85$	$f_{g,ATSo} = 0.88$
$\boldsymbol{v_{d,ATS} = 407\ cp/h}$	$\boldsymbol{v_{o,ATS} = 493\ cp/h}$
$f_{np,ATS} = 1.7$ Km/h	
$\boldsymbol{FFS_d = 60.1\ Km/h}$	
$\boldsymbol{ATS_d = 47.2\ Km/h}$	
$\boldsymbol{PFFS_d = 78.5\%}$	
NIVEL DE SERVICIO "C"	

www.bdigital.ula.ve

Por tanto, el ***Nivel de Servicio del sub-tramo es "C"***. Esta medida cualitativa del nivel de operación de la vía, refleja que aunque el flujo es estable en el tramo la demanda de adelantamientos es alta y las oportunidades de paso muy pocas. Como lo indica el HCM 2010[25], la mayoría de los vehículos viajan en pelotones y se aprecia una reducción considerable de la velocidad.

C.C. Reconocimiento

5.3.3 Medidas de bajo costo

Tomando en consideración la tipología de la carretera, la importancia de la vía (Troncal T007), que el tramo de la muestra Nro. 2 se encuentra en terreno montañoso, y realizando una revisión de las medidas de bajo costo explicadas en el Capítulo II, se puede decir que para las condiciones dadas se ajusta como solución un canal adicional en pendiente, el cual será planteado en el sub-tramo descrito anteriormente. También se analizará la posibilidad de implementar apartaderos en el tramo.

5.3.3.1 Solución de Canal adicional en pendiente

La AASTHO (2011)[1] establece criterios que deben cumplirse para justificar un canal adicional en pendiente, los cuales serán chequeados a continuación.

1. *Que la tasa de flujo o rata horaria sea superior a 200 veh/h*. Para el caso analizado **se cumple** este criterio ya que la rata horaria en la pendiente resultó de 248 veh/h.
2. *Que la tasa de camiones sea superior a 20 veh/h*. Para la hora pico del día jueves 11/09/2014, el intervalo máximo de 15 minutos resultó de 16 veh/h (solo camiones), por tanto la tasa de flujo de camiones es de 64 veh/h >> 20 veh/h; por tanto este criterio **se cumple**.
3. *Que una de las siguientes condiciones exista:*
    a. *Reducción de la velocidad de al menos 15 Km/h para los camiones*. Esta condición **existe** dado que se midieron las velocidades antes de la pendiente y en el punto crítico, las cuales resultaron de 43 Km/h y 28 Km/h respectivamente. El punto crítico se determinó a partir de la figura 2.4 de longitudes críticas en pendientes dada por la Norma Venezolana, que para una pendiente longitudinal de 4% y reducción de velocidad de 15 Km/h, la longitud crítica es de 200m.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

b. *Que el nivel de servicio existente de E o F*. **Esta condición existe**. En el punto anterior se determinó el nivel de servicio del tramo en estudio de la muestra Nro. 2, que resultó NS "E".

En función de lo descrito se concluye que, **se justifica la implantación de un canal adicional en pendiente.**

Por otro lado, según la AASHTO (2011)[1] la velocidad promedio de recorrido está relacionada con la velocidad de diseño, y puede usarse como velocidad de aproximación al inicio de la pendiente fuerte. Para el caso de estudio puede aplicarse este criterio, ya que en el análisis de capacidad se consideró el procedimiento de carreteras de dos canales con segmentos específicos, y a partir de los ajustes pertinentes de esta condición se obtuvo la velocidad promedio de recorrido. Por tanto, en base al análisis operacional se estima que la velocidad de aproximación a la pendiente fuerte es de 31.5 Km/h.

www.bdigital.ula.ve

5.3.3.2 Solución Apartadero (Turnout)

Los apartaderos se emplean generalmente en carreteras de bajos volúmenes en donde el porcentaje de vehículos pesados no supere el 10%, y donde no sean frecuentes los pelotones de vehículos. Pero también en casos donde la topografía accidentada no permita construir un canal adicional.

Para el caso en estudio, pueden plantearse en el tramo Escagüey – Mucurubá apartaderos que permitan aliviar los pelotones vehiculares por la presencia de vehículos pesados, ya que la zona cuenta con pocas oportunidades de adelantamiento. Quizás los apartaderos no funcionen de manera óptima porque los volúmenes demandan un canal adicional, pero considerando los costos de inversión los apartaderos serían una buena solución, y de seguro mejorará la operatividad vehicular en el tramo, aunque esto no se pueda evaluar porque el HCM 2010[25] no presenta una metodología para estimar esta mejora.

C.C. Reconocimiento

5.3.4 Diseño geométrico conceptual

En función de lo explicado anteriormente, para la muestra Nro. 2 se planteará el diseño conceptual para canal adicional en pendiente en base a consideraciones de diseño de la Norma Venezolana y la AASHTO (2011)[1], [y] también se plantearán apartaderos.

5.3.4.1 Canal adicional en pendiente

El canal de paso será planteado en el sub-tramo escogido para el análisis operacional, ya que éste cuenta con suficiente espacio físico para desarrollar una mejora de este tipo en relación al tramo general, y el dimensionamiento del canal adicional varía según la normativa adoptada. Los criterios dados por la AASTHO 2011[1] para la dimensión del canal adicional en pendiente fueron estudiados, pero arroja como resultado un canal muy largo que para el caso de estudio no es viable debido a la condición topográfica del sitio y a los costos que esto implica. A continuación se describirá de acuerdo a lo estipulado por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (1985)[9].

www.bdigital.ula.ve

Norma Venezolana MTC (1985)[9].

En el Capítulo II se explicaron las consideraciones de diseño de la Norma Venezolana, en las cuales las transiciones de entrada y salida deben cumplir una relación 15:1, el canal adicional debe prolongarse al salir de la pendiente fuerte por lo menos 150m, el ancho del canal y hombrillo debe ser de 3.6m y de 1.20m respectivamente. En el anexo III-3 se representa la solución de la medida de bajo costo de canal adicional en pendiente en el sub-tramo entre Escagüey y Mucurubá.

5.3.4.2 Apartadero (Turnout)

El diseño geométrico del apartadero se realizará manteniendo como longitud máxima 180m, se emplearán las transiciones estipuladas por la Norma Venezolana

C.C. Reconocimiento

para canal adicional, conservando un ancho de canal de 3.6m y de hombrillo de 1.20m. En el anexo III-4 se muestra la Medida de Bajo Costo aplicada en una zona del tramo de estudio.

5.3.5 Aplicación de Metodología del HCM 2010 para canales de paso en pendiente en carreteras de dos canales

De acuerdo al procedimiento descrito en el Capítulo II para el análisis operacional de Canales de Paso en pendientes se deben seguir los siguientes pasos:

Paso 1: *Realizar el análisis sin la presencia del canal de paso*

Este paso fue desarrollado previamente en el análisis operacional del sub-tramo, que es en donde se planteará el canal de paso, y del cual se obtienen los siguientes datos:

- ✓ Análisis realizado con pendientes específicas.
- ✓ Rata horaria en la dirección del análisis = 248 veh/h.
- ✓ Velocidad Promedio de Recorrido ATS_d = 47.2 Km/h.
- ✓ Velocidad a Flujo Libre FFS_d = 60.1 Km/h.
- ✓ Nivel de Servicio "C".

www.bdigital.ula.ve

Paso 2: *Dividir el segmento analizado en Regiones*

Como se trata de una canal de paso en pendiente interesa conocer una sola región que es netamente la que corresponde al canal de paso (Región 2), las otras regiones son consideradas de valor cero. Por tanto, la longitud del canal de paso a analizar es de L_{pl}= 413m.

Paso 3: *Determinar el PTSF*

Este paso no aplica en el análisis porque de acuerdo a la categoría obtenida en el Análisis Operacional de carreteras de dos canales sin canal de paso, se trata de un

C.C. Reconocimiento

tramo de carretera de Clase III, en donde solo interesa conocer lo correspondiente a la velocidad promedio de recorrido ATS.

Paso 4: *Determinar la ATS*

Se requiere conocer el factor de ajuste por la existencia del canal de paso en pendiente, que de acuerdo al anexo A-24 para una rata de flujo en la dirección del análisis de 248 veh/h, es de $f_{pl,ATS}$= 1.10, con el cual se aplica la ecuación 2.25 para conocer la velocidad promedio de recorrido con la existencia del canal de paso, que resulta de:

ATS_{pl}= 51.9 Km/h

Paso 5: *Determinar el Nivel de Servicio*

Como se trata de carretera Clase III interesa determinar el PFFS. Del análisis sin canal de paso se conoce que la velocidad a flujo libre FFS= 60.1 Km/h, y aplicando la ecuación 2.19 se obtiene que el **$PFFS_{pl}$= 86.4%**.

www.bdigital.uia.ve

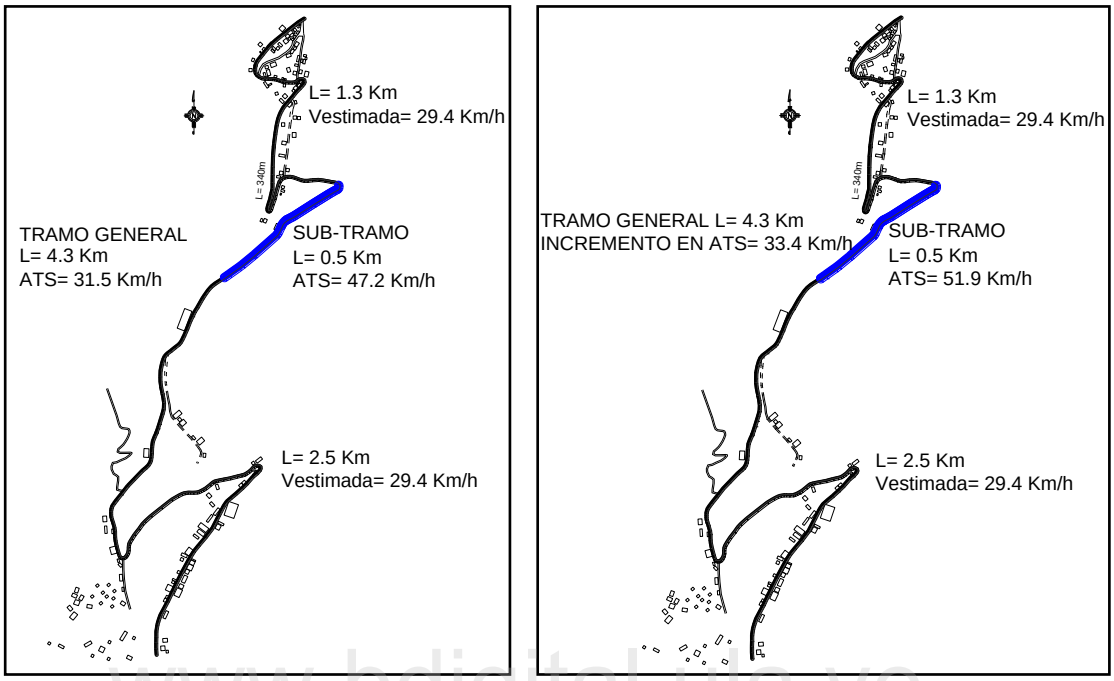
De acuerdo a los criterios para Niveles de Servicio dados por el HCM 2010[25] en la tabla 2.16, se tiene que el sub-tramo entre Escagüey – Mucurubá **con la incorporación de un canal de paso en pendiente estará operando bajo un Nivel de Servicio "B"**.

De los resultados obtenidos se puede apreciar que el nivel de operación de los vehículos en el sub-tramo aumenta de N.S. "C" a N.S. "B" con la incorporación de un canal de paso en pendiente, aumentando la velocidad promedio de recorrido en un 10% respecto a la que tenía sin el canal de paso.

Ahora interesa conocer cuál sería el efecto de la incorporación del canal de paso sobre el tramo general de Escagüey – Mucurubá (de longitud 4.3 Km), para esto se

C.C. Reconocimiento

analizará de forma porcentual el incremento que se dé en la velocidad promedio de recorrido del análisis inicial (sin canal de paso).



www.bdigital.ula.ve

Figura 5.6 Variación porcentual de las velocidades de recorrido en el tramo Escagüey – Mucurubá. (a) Sin canal de paso (b) con canal de paso.

En la figura 5.6 (a) se representa de forma gráfica las velocidades de recorrido obtenidas en el análisis de la situación actual (sin canal de paso), y la figura 5.6 (b) las que se obtienen posteriores al planteamiento de incorporación del mismo. Realizando una relación porcentual entre la longitud del tramo general, del sub-tramo (a su vez longitud del canal de paso) y las velocidades de recorrido determinadas, se obtiene la velocidad promedio de recorrido del tramo general con la incorporación del canal de paso, que resultó de 33.4 Km/h. La implantación del canal adicional no mejora el nivel de servicio del tramo general, porque sigue siendo "E", pero sí se nota un incremento en la velocidad promedio de recorrido que en condición actual resultó de 31.5 Km/h, y posterior al análisis porcentual (con la

C.C. Reconocimiento

incorporación del canal de paso) aumenta a 33.4 Km/h, lo cual permite tener una **ganancia en tiempo de recorrido de 0.5 min** desde Escagüey hasta Mucurubá.

Al analizarlo para la hora de máxima demanda se obtiene un ahorro en tiempo de **96 min-veh/h**, y a lo largo de cinco horas (de las mediciones realizadas) un ahorro de **573 min-veh/h**, lo cual es una ganancia significativa en los tiempos de viaje. Si se considera plantear canales de paso más largos, no modificaría el Nivel de Servicio en el tramo general, pero sí se obtendría un mayor ahorro en tiempo de recorrido desde Escagüey hasta Mucurubá, pero debe realizarse un análisis detallado de costo – beneficio.

Por otra parte, la incorporación de apartaderos en el tramo ayuda a aliviar los pelotones de vehículos que se forman a lo largo de tramo, sin que esto arroje una mejora significativa en el Nivel de Servicio pero sí en los tiempos de viaje, lo cual no puede ser cuantificado en este trabajo de investigación, debido a que el HCM 2010[25] no proporciona una metodología para el análisis operacional de los apartaderos.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del presente trabajo de investigación se puede concluir lo siguiente:

- En carreteras rurales de dos canales pueden realizarse mejoras de bajo costo que permitan generar oportunidades de adelantamiento, que brindan mayor seguridad y confort para los usuarios, además de que permiten mejorar el nivel de operatividad de la vía.
- Existen diversas medidas de bajo costo que pueden ser implementadas en cualquier tipo de carretera rural de dos canales, la escogencia de alguna de estas se hace tomando en consideración, las condiciones geométricas de la vía y el comportamiento del tráfico.
- Una carretera rural de dos canales con mejoras de bajo costo, tiene un menor índice de accidentabilidad, ya que los usuarios son más prudentes al momento de generar maniobras de adelantamientos, tienen áreas de refugio para realizar giros a la izquierda, conduciendo así con menor presión.
- Es conveniente estudiar distintas propuestas de mejoras de bajo costo para el caso de estudio, y la solución final se adoptará en función de la operatividad de la vía, comportamiento del tráfico, espacio físico disponible, usos de suelo y los costos que involucra.
- El diseño geométrico de toda solución debe estar sujeto a lo establecido por la Norma Venezolana para el Proyecto de Carreteras, y si la mejora a aplicar no es mencionada en la Norma Venezolana, se consideran los criterios dados por la AASHTO.
- La presencia de reductores de velocidad en vías principales como es el caso de la Troncal T001 y la Troncal T007, afecta directamente el nivel de servicio

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

y la operatividad de la carretera, generando en muchas ocasiones problemas de seguridad vial; y cuando se requiere de un estudio de tráfico, se afectan directamente los resultados, y resulta conveniente hacer estimaciones.

- El método analítico para la estimación de velocidades en función de la geometría de la vía es confiable, ya que los resultados obtenidos se ajustan muy bien a las mediciones hechas en el sitio de estudio de la Muestra Nro. 1.
- Al realizar el análisis de la Muestra Nro. 1, Intersección de la vía hacia Onia con la Troncal T001, se considera indispensable adoptar como solución, la medida de bajo costo "canal exclusivo de giro a la izquierda", para el movimiento El Vigía – Onia, ya que las maniobras que actualmente realizan los usuarios son altamente riesgosas, además de que los volúmenes de tráfico involucrados así lo requieren, y dado que se cuenta con espacio físico para la ampliación, su implementación permitirá una mejor distribución del tráfico en la intersección y brindará seguridad vial a los usuarios.
- Del análisis operacional de la intersección de Onia en la Muestra Nro. 1 en situación actual y condición futura, el nivel de servicio no varía significativamente al plantear el canal de giro a la izquierda, pero sí se obtiene una disminución en la demora de la intersección, y se anula la demora actual del movimiento que sigue recto (El Vigía – Km. 15).
- En el diseño del canal de giro a la izquierda de la Intersección de Onia de la Muestra Nro. 1, prevalece el criterio de seguridad vial.
- El análisis de la Muestra Nro. 2 fue muy particular, dado que se trata de una vía de alta importancia como lo es la Troncal T007, dicho tramo de estudio (Escagüey – Mucurubá) está altamente influenciado por la alta actividad local y por el uso turístico que tiene.
- Como las mediciones de tráfico fueron realizadas en el cierre de la temporada vacacional, la existencia de viajes con fines turísticos fue mayor, por tanto, de acuerdo a la categorización dada por el HCM 2010 para análisis

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

operacional de carreteras rurales de dos canales, se considera la Muestra Nro. 2 (tramo que va desde Escagüey hasta Mucurubá) como carretera Clase III, a pesar de tratarse de una vía principal, ya que en el momento de la medición su comportamiento fue diferente.

- A partir del análisis operacional de la Muestra Nro. 2 se conoció que el Nivel de Servicio actual del tramo de carretera entre Escagüey y Mucurubá es "E", lo que refleja condiciones operativas muy inestables, con maniobras de adelantamientos muy limitadas, y cualquier interrupción del tráfico puede generar colas y ondas de choque.
- A partir del estudio de las Medidas de Bajo Costo se planteó un canal adicional en pendiente, el cual permite que los vehículos pesados se desvíen a éste, con el fin de que los vehículos que requieren adelantar lo hagan por el canal directo.
- El canal adicional en pendiente tiene un efecto importante en el tramo de vía que se implemente, ya que de acuerdo a los resultados obtenidos, se obtuvo una mejora apreciable en el Nivel de Servicio del sub-tramo entre Escagüey y Mucurubá, que en condiciones actuales arrojó un Nivel de Servicio "C", aumentando a categoría "B".
- Los canales de paso en pendiente permiten el incremento de la velocidad promedio de recorrido de los vehículos entre un 8% - 11%.
- En el análisis de un sub-tramo de la Muestra Nro. 2, la longitud del canal adicional no influye en el Nivel de Servicio, es decir que a mayor longitud del canal el Nivel de Servicio es el mismo; pero la longitud del canal sí refleja mejoras en la velocidad promedio de recorrido del tramo general.
- Actualmente la velocidad promedio de recorrido en el tramo Escagüey – Mucurubá resultó de 31.5 Km/h; al proponer la implantación de un canal adicional en pendiente, esta velocidad podría aumentar a 33.4 Km/h, lo cual se traduciría en una ganancia de tiempo de recorrido.

www.bdigital.ula.ve
C.C. Reconocimiento

- La implementación de apartaderos permite aliviar pelotones vehiculares de manera puntual sin afectar el nivel de operación del tramo en general, dado que el diseño de los mismos es concebido en un tramo muy corto; éstos tienen la ventaja de su bajo costo y que son óptimos para carreteras de montaña, y permiten disminuir el tiempo de viaje de algunos vehículos.
- Las mejoras en la velocidad promedio de recorrido que proporcionan los apartaderos no pudieron cuantificarse, debido a que el HCM 2010 no presenta una metodología para su evaluación.

Del mismo modo es recomendable lo siguiente:

- Extender la evaluación de Mejoras de bajo costo a distintas carreteras rurales del país, con el fin de mejorar la operatividad e incrementar la seguridad vial para los usuarios.
- Dar a conocer a las autoridades las distintas mejoras que pueden realizarse a las carreteras de dos canales que son de alto impacto y con un bajo costo de inversión.
- Considerar el diseño del canal de desviación por el hombrillo, en los casos de que los giros a la izquierda en una intersección en "T", no justifiquen la construcción de un canal exclusivo de giro a la izquierda.
- Realizar modelos de distintos canales adicionales en pendiente en donde se varíe la longitud del canal, y se aprecie el incremento de la velocidad promedio de recorrido, y cómo influye directamente en el tiempo de recorrido de los vehículos.
- Evaluar como mejora de bajo costo, la modificación de la geometría de un tramo de carretera de dos canales, y realizar el análisis operacional para determinar cómo influye el ancho de canal, hombrillo, radios de curvatura, en el nivel de servicio y capacidad de las carreteras.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

- Investigar si existen metodologías que permitan la evaluación de la capacidad y Nivel de Servicio, de Mejoras de bajo costo que no son consideradas por el HCM 2010.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. AASHTO. (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, D.C.
2. Frost, U., Morral, J. 1998. A comparison and evaluation of the Geometric Design practices with Passing Lanes, Wide-Paved shoulders and extra-wide two-lane highways in Canada and Germany. The University of Calgary. Transportation Research Board.
3. Wooldridge, M., Messer, C., Heard, B., Raghupathy, S., Parham, A., Brewer, M., Lee, S. (2001). Design guidelines for Passing Lanes on Two-Lane Roadways (SUPER 2). Texas Transportation Institute. Report 4064-1. 106pp.
4. Koorey, G.F., Gu, J. 2001. Assessing passing opportunities – Stage 3. Transfund New Zealand Research Report No. 220. 119 pp.
5. Gattis, J., Bhave, R., Duncan, L. (2003). Incremental improvements to rural Two-Lane highways. Mack-Blackwell Transportation Center 1098.
6. Derr, B. (2003). Application of European 2+1 Roadway Designs. Transportation Research Board. Number 275.
7. Potts, I., Harwood, W. (2004). Benefits and Design/Location criteria for Passing Lanes. Research, Development and Technology Midwest Research Institute. RDT 04-008.
8. Andueza, P. (1999). *El Diseño Geométrico de Carreteras (1ª ed.).* Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes.
9. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). *Normas de Proyectos de Carreteras*. Caracas. Dirección General de Vialidad.
10. Highway Geometric Design Guide, 1995 (Updated 1999) – Alberta Transportation

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

11. Radelat, G. (2003). *Principios de Ingeniería de Tránsito.* Washington, D.C. Institute of Transportation Engineers.
12. Cal y Mayor, R. y Cárdenas, J. (2007). *Ingeniería de Tránsito (8ªed.)*. México D.F.: Alfaomega.
13. Garber, N. y Hoel, L. (2005). *Ingeniería de Tránsito y Carreteras (3ªed.).* México: Thomson.
14. Kraemer, C., Pardillo, J., Rocci, S., Romana, M., Sánchez, V., Val, M. (2003). *Ingeniería de Carreteras Volumen I (1ªed.).* Madrid: Mc Graw Hill.
15. Montgomery, D., Runger, G. (1996). Probabilidad y Estadística aplicadas a la Ingeniería. México D.F.: McGraw-Hill Interamericana Editores, S.A.
16. Carciente, J. (1980). *Carreteras Estudio y Proyecto (2da ed.).* Caracas, Venezuela: Ediciones Vega, s.r.l.
17. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Federal Lands Highway (2014). Project Development and Design Manual
www.bdigital.ula.ve
18. May, A.D. (1991) "Traffic Performance and Design of Passing Lanes." Transportation Research Record 1303. Transportation Research Board, Washington D.C., 63-73.
19. Enberg, A., Pursula, M. (1997). "Traffic Flow Characteristics on a Three-Lane Rural Highway in Finland." Transportation Research Record 1572. Transportation Research Board, Washington D.C., 33-42.
20. Harwood, D.W., and C.J. Hoban (1987). Low - Cost Methods for Improving Traffic Operations on Two-Lane Roads: Information Guide. Report No. FHWA-IP-87-2. Federal Highway Administration, Washington, D.C.
21. Illinois Department of Transportation (2010). Bureau of Design and Environment Manual. Division of Highways.
22. Mutabazi, M., Russell, E., y Stokes, R. (1999). Review of the effectiveness, location, design, and safety of passing lanes in Kansas. Report Nº K-TRAN: KSU-97-1.

C.C. Reconocimiento

23. Herrstedt, L. (2001). *"2+1" roads Danish Experiences.* Danish Transport Research Institute, Copenhagen, Denmark.
24. CSIR Building and Construction Technology. (2000). Guidelines for Human Settlement Planning and Design. Pretoria.
25. Highway Capacity Manual. (2010). Transportation Research Board.
26. Andueza, P. (2013). *Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel (1ªed.)*. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico.
27. Cynecki, M., Sparks, J. A Study of Two-Way Left-Turn Lane Pavement Markings. ITE Journal. June 1992. p. 38.
28. Indiana Department of Transportation (2013). Indiana Design Manual. Indianapolis. Standards and Policy Manager: Elizabeth Phillips.
29. Andueza, P. (1984). *Curvatura y Velocidad.* Trabajo de ascenso. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

BIBLIOGRAFIA

AASHTO. (2011). A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington, D.C.

Alcaldía Mayor de Bogotá, D.C. (2005). *Manual de Planeación y Diseño para la Administración del tránsito y el Transporte (2da ed.).* Bogotá, D.C.: Secretaría de Tránsito y Transporte.

Andueza, P. (1984). *Curvatura y Velocidad.* Trabajo de ascenso. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

Andueza, P. (1999). *El Diseño Geométrico de Carreteras (1ª ed.).* Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes.

Andueza, P. (2013). *Diseño Funcional de Intersecciones a Nivel (1ªed.)*. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. Publicaciones Vicerrectorado Académico.

Bañón, L., Beviá, J. (2000). *Manual de Carreteras (1ªed.)*. Alicante, España. Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, S.A.

Cal y Mayor, R. y Cárdenas, J. (2007). *Ingeniería de Tránsito (8ªed.)*. México D.F.: Alfaomega.

Carciente, J. (1980). *Carreteras Estudio y Proyecto (2da ed.).* Caracas, Venezuela: Ediciones Vega, s.r.l.

CSIR Building and Construction Technology. (2000). Guidelines for Human Settlement Planning and Design. Pretoria.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Cynecki, M., Sparks, J. A Study of Two-Way Left-Turn Lane Pavement Markings. ITE Journal. June 1992. p. 38.

Derr, B. (2003). Application of European 2+1 Roadway Designs. Transportation Research Board. Number 275.

Enberg, A., Pursula, M. (1997). "Traffic Flow Characteristics on a Three-Lane Rural Highway in Finland." Transportation Research Record 1572. Transportation Research Board, Washington D.C., 33-42.

Frost, U., Morral, J. 1998. A comparison and evaluation of the Geometric Design practices with Passing Lanes, Wide-Paved shoulders and extra-wide two-lane highways in Canada and Germany. The University of Calgary. Transportation Research Board.

Garber, N. y Hoel, L. (2005). *Ingeniería de Tránsito y Carreteras (3ªed.).* México: Thomson.

www.bdigital.ula.ve

Gattis, J., Bhave, R., Duncan, L. (2003). Incremental improvements to rural Two-Lane highways. Mack-Blackwell Transportation Center 1098.

Harwood, D.W., and C.J. Hoban (1987). Low - Cost Methods for Improving Traffic Operations on Two-Lane Roads: Information Guide. Report No. FHWA-IP-87-2. Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Herrstedt, L. (2001). *"2+1" roads Danish Experiences.* Danish Transport Research Institute, Copenhagen, Denmark.

Highway Capacity Manual. (2010). Transportation Research Board.

Highway Geometric Design Guide, 1995 (Updated 1999) – Alberta Transportation

Illinois Department of Transportation (2010). Bureau of Design and Environment Manual. Division of Highways.

C.C. Reconocimiento

Indiana Department of Transportation (2013). Indiana Design Manual. Indianapolis. Standards and Policy Manager: Elizabeth Phillips.

Koorey, G.F., Gu, J. 2001. Assessing passing opportunities – Stage 3. Transfund New Zealand Research Report No. 220. 119 pp.

Kraemer, C., Pardillo, J., Rocci, S., Romana, M., Sánchez, V., Val, M. (2003). *Ingeniería de Carreteras Volumen I (1ra ed.).* Madrid: Mc Graw Hill.

May, A.D. (1991) "Traffic Performance and Design of Passing Lanes." Transportation Research Record 1303. Transportation Research Board, Washington D.C., 63-73.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (1985). *Normas de Proyectos de Carreteras*. Caracas. Dirección General de Vialidad.

Montgomery, D., Runger, G. (1996). Probabilidad y Estadística aplicadas a la Ingeniería. México D.F.: McGraw-Hill Interamericana Editores, S.A.

Mutabazi, M., Russell, E., y Stokes, R. (1999). Review of the effectiveness, location, design, and safety of passing lanes in Kansas. Report Nº K-TRAN: KSU-97-1.

Pérez, A. (2009). *Guía Metodológica para Anteproyectos de Investigación (3ra ed.).* Caracas, Venezuela: FEDUPEL.

Potts, I., Harwood, W. (2004). Benefits and Design/Location criteria for Passing Lanes. Research, Development and Technology Midwest Research Institute. RDT 04-008.

Radelat, G. (2003). *Principios de Ingeniería de Tránsito.* Washington, D.C. Institute of Transportation Engineers.

U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Federal Lands Highway. Project Development and Design Manual (2014).

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Wooldridge, M., Messer, C., Heard, B., Raghupathy, S., Parham, A., Brewer, M., Lee, S. (2001). Design guidelines for Passing Lanes on Two-Lane Roadways (SUPER 2). Texas Transportation Institute. Report 4064-1. 106pp.

www.bdigital.ula.ve

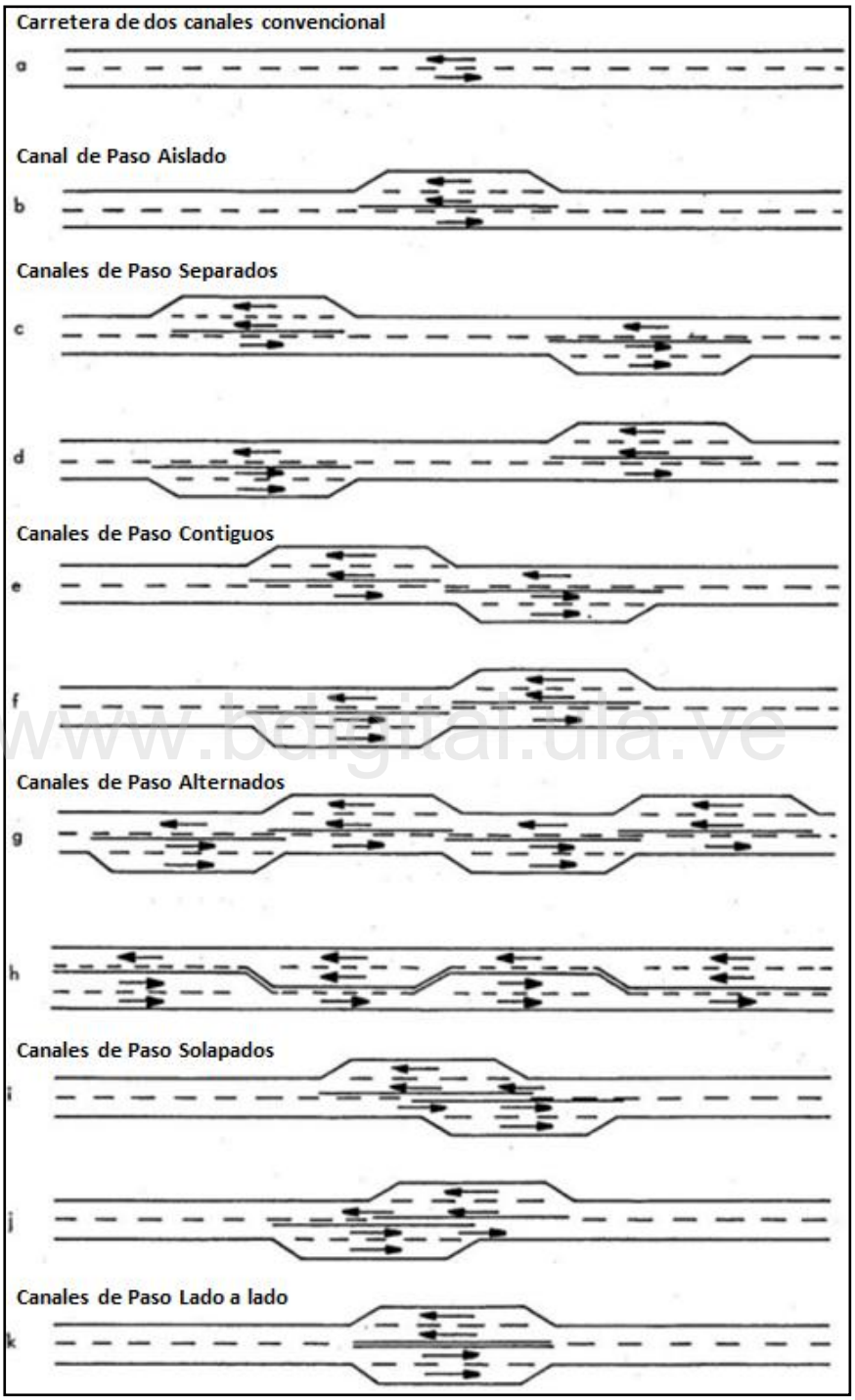
C.C. Reconocimiento

ANEXO I

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo I-1 Alternativas de configuración para Canales de Paso.



FUENTE: Potts, I., Harwood, W. (2004). Benefits and Design/Location criteria for Passing Lanes. Research, Development and Technology Midwest Research Institute. RDT 04-008. Figura 3, pp. 7.

C.C. Reconocimiento

Anexo I-2 Aplicaciones típicas para cada configuración de Canales de Paso.

Configuración	Aplicaciones Típicas
Carretera de dos Canales Convencional (Configuración a)	• Carretera de dos canales con niveles de servicio adecuados que no requieren canales de paso. • Carreteras de dos canales en donde no se requiere canal adicional en pendiente fuerte.
Canal de Paso aislado (Configuración b)	• Carreteras de dos canales con canal de paso en un lugar determinado para disipar pelotones de vehículos. • Carreteras de dos canales con canal en pendiente, donde justifique la necesidad de vehículos adelantar a otros vehículos que van a baja velocidad
Canales de Paso Separados (Configuración c y d)	• Por lo general se ubican uno por sentido, a intervalos regulares a lo largo de la carretera. • Frecuentemente la disposición de los canales de paso dependen del nivel de servicio deseado.
Canales de Paso Contiguos (Configuración e)	• Por lo general se ubican uno por sentido, a intervalos regulares a lo largo de la carretera. • Frecuentemente la disposición de los canales de paso dependen del nivel de servicio deseado. • Tienen la ventaja que los pelotones de vehículos formados en ambos sentidos, se disipan en una misma zona. • Es ventajoso que las transiciones de salida de los canales de paso no están ubicadas en la misma sección de vía. • El área de almacenamiento intermedio entre los canales de paso en direcciones opuestas es normalmente 150m o más.
Canales de Paso Contiguos (Configuración f)	• Por lo general se ubican uno por sentido, a intervalos regulares a lo largo de la carretera. • El área de almacenamiento intermedio entre los canales de paso en direcciones opuestas es normalmente 460m o más. • En casos donde no se pueda cumplir con las longitudes mínimas del área de almacenamiento, y la implementación de los canales de paso es necesario para alcanzar un nivel de servicio deseado, se puede considerar plantear canales de paso solapados (Configuración i y j).

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo I-2 Aplicaciones típicas para cada configuración de Canales de Paso (Continuación).

Canales de Paso Alternados (Configuración g y h)	• Configuración apropiada en carreteras de dos canales con altos volúmenes de tráfico, en donde es necesario emplear canales de paso continuos para mejorar el nivel de servicio. • Particularmente apropiadas en secciones de vía amplias. • Pueden ser diseñados con el canal de paso externo a la carretera (configuración g); o en secciones de vía amplias en donde se acomoden tres canales, y el canal de paso queda en el medio (configuración h) también conocida como '2+1 roads'.
Canales de Paso Solapados (Configuración i y j)	• Empleados a menudo en canales adicionales en pendientes fuertes. • Puede ser usado en zonas de muy limitado espacio, tales como cercanías a intersecciones, puentes, obras de arte.
Canales de Paso Lado a Lado (Configuración k)	• Empleados cuando la longitud de canales de paso contiguos no está disponible. • Usados generalmente en el final de un sistema de canales de paso coordinados, a lo largo de un tramo de carretera.

FUENTE: Potts, I., Harwood, W. (2004). Benefits and Design/Location criteria for Passing Lanes. Research, Development and Technology Midwest Research Institute. RDT 04-008. Tabla 2, pp. 8.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

ANEXO II

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-1 Factor de ajuste por ancho de canal y hombrillo (f_{LS}).

Ancho canal (m)	Reducción a FFS (km/h)			
	Ancho Hombrillo (m)			
	≥ 0.0 < 0.6	≥ 0.6 < 1.2	≥ 1.2 < 1.8	≥ 1.8
2.7 < 3.0	10.3	7.7	5.6	3.5
≥ 3.0 < 3.3	8.5	5.9	3.8	1.7
≥ 3.3 < 3.6	7.5	4.9	2.8	0.7
≥ 3.6	6.8	4.2	2.1	0.0

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-7, pp. 15.15

Anexo II-2 Factor de ajuste por puntos de acceso (f_A).

Puntos de acceso por km (dos sentidos)	Reducción a FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

www.bdigital.ula.ve

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-18, pp. 15.15

Anexo II-3 Factor de ajuste por pendiente ($f_{g,ATS}$) para determinar velocidad ATS en terrenos llano, ondulados y de pendientes específicas.

Tasa Horaria en una dirección, V_{vph} (veh/h)	Factor de Ajuste	
	Terreno llano y pendientes específicas <3%	Terreno Ondulado
≤100	1.00	0.67
200	1.00	0.75
300	1.00	0.83
400	1.00	0.90
500	1.00	0.95
600	1.00	0.97
700	1.00	0.98
800	1.00	0.99
≥900	1.00	1.00

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-19, pp. 15.17

C.C. Reconocimiento

Anexo II-4 Factor de Ajuste por pendiente ($f_{g,ATS}$) en segmentos específicos para la estimación de la Velocidad Promedio de Recorrido.

Pendiente	Longitud en Pendiente (km)	Tasa Horaria Direccional, V_{vph} (veh/h)								
(%)		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3 <3.5	0.4	0.78	0.84	0.87	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.8	0.75	0.83	0.86	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.2	0.73	0.81	0.85	0.89	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.6	0.73	0.79	0.83	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	2.4	0.73	0.79	0.83	0.87	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
	3.2	0.73	0.79	0.82	0.86	0.98	0.98	0.99	1.00	1.00
	4.8	0.73	0.78	0.82	0.85	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98
	≥ 6.4	0.73	0.78	0.81	0.85	0.94	0.94	0.95	0.95	0.96
≥3.5 <4.5	0.4	0.75	0.83	0.86	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.8	0.72	0.80	0.84	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.2	0.67	0.77	0.81	0.86	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.6	0.65	0.73	0.77	0.81	0.94	0.95	0.97	1.00	1.00
	2.4	0.63	0.72	0.76	0.80	0.93	0.95	0.96	1.00	1.00
	3.2	0.62	0.70	0.74	0.79	0.93	0.94	0.96	1.00	1.00
	4.8	0.61	0.69	0.74	0.78	0.92	0.93	0.94	0.98	1.00
	≥ 6.4	0.61	0.69	0.73	0.78	0.91	0.91	0.92	0.96	1.00
≥4.5 <5.5	0.4	0.71	0.79	0.83	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.8	0.60	0.70	0.74	0.79	0.94	0.95	0.97	1.00	1.00
	1.2	0.55	0.65	0.70	0.75	0.91	0.93	0.95	1.00	1.00
	1.6	0.54	0.64	0.69	0.74	0.91	0.93	0.95	1.00	1.00
	2.4	0.52	0.62	0.67	0.72	0.88	0.90	0.93	1.00	1.00
	3.2	0.51	0.61	0.66	0.71	0.87	0.89	0.92	0.99	1.00
	4.8	0.51	0.61	0.65	0.70	0.86	0.88	0.91	0.98	0.99
	≥ 6.4	0.51	0.60	0.65	0.69	0.84	0.86	0.88	0.95	0.97
≥5.5 <6.5	0.4	0.57	0.68	0.72	0.77	0.93	0.94	0.96	1.00	1.00
	0.8	0.52	0.62	0.66	0.71	0.87	0.90	0.92	1.00	1.00
	1.2	0.49	0.57	0.62	0.68	0.85	0.88	0.90	1.00	1.00
	1.6	0.46	0.56	0.60	0.65	0.82	0.85	0.88	1.00	1.00
	2.4	0.44	0.54	0.59	0.64	0.81	0.84	0.87	0.98	1.00
	3.2	0.43	0.53	0.58	0.63	0.81	0.83	0.86	0.97	0.99
	4.8	0.41	0.51	0.56	0.61	0.79	0.82	0.85	0.97	0.99
	≥ 6.4	0.40	0.50	0.55	0.61	0.79	0.82	0.85	0.97	0.99
≥6.5	0.4	0.54	0.64	0.68	0.73	0.88	0.90	0.92	1.00	1.00
	0.8	0.43	0.53	0.57	0.62	0.79	0.82	0.85	0.98	1.00
	1.2	0.39	0.49	0.54	0.59	0.77	0.80	0.83	0.96	1.00
	1.6	0.37	0.45	0.50	0.54	0.74	0.77	0.81	0.96	1.00
	2.4	0.35	0.45	0.49	0.54	.71.	0.75	0.79	0.96	1.00
	3.2	0.34	0.44	0.48	0.53	0.71	0.74	0.78	0.94	0.99
	4.8	0.34	0.44	0.48	0.53	0.70	0.73	0.77	0.93	0.98
	≥ 6.4	0.33	0.43	0.47	0.52	0.70	0.73	0.77	0.91	0.95

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-10, pp. 15.18

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-5 Equivalente a vehículos livianos de camiones (E_T) y vehículos recreacionales (E_R) para determinar ATS.

Vehículo Tipo	Tasa Horaria Direccional, V_{VPH} (veh/h)	Terreno llano y pendientes específicas <3%	Terreno Ondulado
Camiones, E_T	≤100	1.9	2.7
	200	1.5	2.3
	300	1.4	2.1
	400	1.3	2.0
	500	1.2	1.8
	600	1.1	1.7
	700	1.1	1.6
	800	1.1	1.4
	≥900	1.0	1.3
Vehículo Recreacional E_R	Todos los volúmenes	1.0	1.1

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-11, pp. 15.18

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-6 Factor de Ajuste a vehículos livianos de camiones (E_T) en segmentos específicos para la estimación de ATS.

Pendiente (%)	Longitud en Pendiente (km)	Tasa Horaria Direccional, V_{vph} (veh/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3 <3.5	0.4	2.6	2.4	2.3	2.2	1.8	1.8	1.7	1.3	1.1
	0.8	3.7	3.4	3.3	3.2	2.7	2.6	2.6	2.3	2.0
	1.2	4.6	4.4	4.3	4.2	3.7	3.6	3.4	2.4	1.9
	1.6	5.2	5.0	4.9	4.9	4.4	4.2	4.1	3.0	1.6
	2.4	6.2	6.0	5.9	5.8	5.3	5.0	4.8	3.6	2.9
	3.2	7.3	6.9	6.7	6.5	5.7	5.5	5.3	4.1	3.5
	4.8	8.4	8.0	7.7	7.5	6.5	6.2	6.0	4.6	3.9
	≥ 6.4	9.4	8.8	8.6	8.3	7.2	6.9	6.6	4.8	3.7
≥3.5 <4.5	0.4	3.8	3.4	3.2	3.0	2.3	2.2	2.2	1.7	1.5
	0.8	5.5	5.3	5.1	5.0	4.4	4.2	4.0	2.8	2.2
	1.2	6.5	6.4	6.5	6.5	6.3	5.9	5.6	3.6	2.6
	1.6	7.9	7.6	7.4	7.3	6.7	6.6	6.4	5.3	4.7
	2.4	9.6	9.2	9.0	8.9	8.1	7.9	7.7	6.5	5.9
	3.2	10.3	10.1	10.0	9.9	9.4	9.1	8.9	7.4	6.7
	4.8	11.4	11.3	11.2	11.2	10.7	10.3	10.0	8.0	7.0
	≥ 6.4	12.4	12.2	12.2	12.1	11.5	11.2	10.8	8.6	7.5
≥4.5 <5.5	0.4	4.4	4.0	3.7	3.5	2.7	2.7	2.7	2.6	2.5
	0.8	6.0	6.0	6.0	6.0	5.9	5.7	5.6	4.6	4.2
	1.2	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
	1.6	9.2	9.2	9.1	9.1	9.0	9.0	9.0	8.9	8.8
	2.4	10.6	10.6	10.6	10.6	10.5	10.4	10.4	10.2	10.1
	3.2	11.8	11.8	11.8	11.8	11.6	11.6	11.5	11.1	10.9
	4.8	13.7	13.7	13.6	13.6	13.3	13.1	13.0	11.9	11.3
	≥ 6.4	15.3	15.3	15.2	15.2	14.6	14.2	13.8	11.3	10.0
≥5.5 <6.5	0.4	4.8	4.6	4.5	4.4	4.0	3.9	3.8	3.2	2.9
	0.8	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
	1.2	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1
	1.6	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3	10.2	10.1
	2.4	11.9	11.9	11.9	11.9	11.8	11.8	11.8	11.7	11.6
	3.2	12.8	12.8	12.8	12.8	12.7	12.7	12.7	12.6	12.5
	4.8	14.4	14.4	14.4	14.4	14.3	14.3	14.3	14.2	14.1
	≥ 6.4	15.4	15.4	15.3	15.3	15.2	15.1	15.1	14.9	14.8
≥6.5	0.4	5.1	5.1	5.0	5.0	4.8	4.7	4.7	4.5	4.4
	0.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
	1.2	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8
	1.6	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4	10.3	10.2
	2.4	12.0	12.0	12.0	12.0	11.9	11.9	11.9	11.8	11.7
	3.2	12.9	12.9	12.9	12.9	12.8	12.8	12.8	12.7	12.6
	4.8	14.5	14.5	14.5	14.5	14.4	14.4	14.4	14.3	14.2
	≥ 6.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.3	15.3	15.3	15.2	15.1

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-12, pp. 15.20

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-7 Factor de ajuste a vehículos livianos de vehículos recreacionales (E_R) en segmentos específicos para estimación de ATS.

Pendiente (%)	Longitud en Pendiente (km)	Tasa Horaria Direccional, V_{vph} (veh/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3 <3.5	≤0.4	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>0.4 ≤1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>1.2 ≤2.0	1.3	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>2.0 ≤3.6	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>3.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≥3.5 <4.5	≤1.2	1.3	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>1.2 ≤5.6	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>5.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≥4.5 <5.5	≤4.0	1.5	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>4.0	1.6	1.5	1.4	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≥5.5 <6.5	≤1.2	1.5	1.4	1.3	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>1.2 ≤4.0	1.6	1.5	1.4	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>4.0 ≤5.6	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0
	>5.6	1.6	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
≥6.5	≤4.0	1.6	1.5	1.4	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	>4.0 ≤5.6	1.6	1.5	1.4	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	>5.6	1.6	1.6	1.6	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-13, pp. 15.20.

www.bdigital.ula.ve

Anexo II-8 Factor de ajuste a vehículos livianos de camiones con velocidad régimen (E_{TC}) en segmentos específicos para estimación de ATS.

Diferencia entre Velocidad en Flujo Libre y Velocidad de Régimen (km/h)	Tasa Horaria Direccional, V_{vph} (veh/h)								
	≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≤24	4.7	4.1	3.6	3.1	2.6	2.1	1.6	1.0	1.0
32	9.9	8.7	7.8	6.7	5.8	4.9	4.0	2.7	1.0
40	15.1	13.5	12.0	10.4	9.0	7.7	6.4	5.1	3.8
48	22.0	19.8	17.5	15.6	13.1	11.6	9.2	6.1	4.1
56	29.0	26.0	23.1	20.1	17.3	14.6	11.9	9.2	6.5
≥64	35.9	32.3	28.6	24.9	21.4	18.1	14.7	11.3	7.9

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-14, pp. 15.21.

C.C. Reconocimiento

Anexo II-9 Factor de ajuste (fnp,ATS) a la velocidad promedio de recorrido por zonas de no adelantamiento.

Volumen Opuesto Ajustado(cp/h)	% de Zonas de NO Adelantamiento				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤100	1.7	3.5	4.5	4.8	5
200	3.5	5.3	6.2	6.5	6.8
400	2.6	3.7	4.4	4.5	4.7
600	2.2	2.4	2.8	3.1	3.3
800	1.1	1.6	2	2.2	2.4
1000	1	1.3	1.7	1.8	1.9
1200	0.9	1.3	1.5	1.6	1.7
1400	0.9	1.2	1.4	1.4	1.5
≥1600	0.9	1.1	1.2	1.2	1.3
FFS = 100 km/h					
≤100	1.2	2.7	4	4.5	4.7
200	3	4.6	5.9	6.4	6.7
400	2.3	3.3	4.1	4.4	4.6
600	1.8	2.1	2.6	3	3.2
800	0.9	1.4	1.8	2.1	2.3
1000	0.9	1.1	1.5	1.7	1.9
1200	0.8	1.1	1.4	1.5	1.7
1400	0.8	1	1.3	1.3	1.4
≥1600	0.8	1	1.1	1.1	1.2
FFS = 90 km/h					
≤100	0.8	1.9	3.6	4.2	4.4
200	2.4	3.9	5.6	6.3	6.6
400	2.1	3	3.8	4.3	4.5
600	1.4	1.8	2.5	2.9	3.1
800	0.8	1.1	1.7	2	2.2
1000	0.8	0.9	1.3	1.5	1.8
1200	0.8	0.9	1.2	1.4	1.6
1400	0.8	0.9	1.1	1.2	1.4
≥1600	0.8	0.8	0.9	0.9	1.1

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-9 Factor de ajuste (fnp,ATS) a la velocidad promedio de recorrido por zonas de no adelantamiento (Continuación).

FFS = 80 km/h					
≤100	0.3	1.1	3.1	3.9	4.1
200	1.9	3.2	5.3	6.2	6.5
400	1.8	2.6	3.5	4.2	4.4
600	1	1.5	2.3	2.8	3
800	0.6	0.9	1.5	1.9	2.1
1000	0.6	0.7	1.1	1.4	1.8
1200	0.6	0.7	1.1	1.3	1.6
1400	0.6	0.7	1	1.1	1.3
≥1600	0.6	0.7	0.8	0.8	1
FFS = 70 km/h					
≤100	0.1	0.6	2.7	3.6	3.8
200	1.5	2.6	5	6.1	6.4
400	1.5	0.8	3.2	4.1	4.3
600	0.7	0.5	2.1	2.7	2.9
800	0.5	0.5	1.3	1.8	2
1000	0.5	0.5	1	1.3	1.8
1200	0.5	0.5	1	1.2	1.6
1400	0.5	0.5	1	1	1.2
≥1600	0.5	0.5	0.7	0.7	0.9

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-15, pp. 15.22.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-10 Factor de ajuste por pendiente ($f_{g,ATS}$) para determinar velocidad PTSF en terrenos llano, ondulados y de pendientes específicas.

Tasa Horaria en una dirección, V_{vph} (veh/h)	Factor de Ajuste	
	Terreno llano y pendientes específicas <3%	Terreno Ondulado
≤100	1.00	0.73
200	1.00	0.80
300	1.00	0.85
400	1.00	0.90
500	1.00	0.96
600	1.00	0.97
700	1.00	0.99
800	1.00	1.00
≥900	1.00	1.00

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-16, pp. 15-23.

Anexo II-11 Factor de Ajuste por pendiente ($f_{g,PTSF}$) en segmentos específicos para la estimación de PTSF

www.bdigital.ula.ve

Pendiente	Longitud en Pendiente (km)	Tasa Horaria Direccional, V_{vph} (veh/h)								
(%)		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3 <3.5	0.4	1.00	0.99	0.97	0.96	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
	0.8	1.00	0.99	0.98	0.97	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
	1.2	1.00	0.99	0.98	0.97	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
	1.6	1.00	0.99	0.98	0.97	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
	2.4	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
	3.2	1.00	0.99	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
	4.8	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97
≥3.5 <4.5	0.4	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.93	0.93	0.92	0.92
	0.8	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97	0.96	0.95
	1.2	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96
	1.6	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
	2.4	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
	3.2	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
	4.8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
≥4.5 <5.5	0.4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.97
	≥0.8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
≥5.5	Cualquiera	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-17, pp. 15-24.

C.C. Reconocimiento

Anexo II-12 Equivalente a vehículos livianos de camiones (E_T) y vehículos recreacionales (E_R) para determinar PTSF.

Vehículo Tipo	Tasa Horaria Direccional, V_{VPH} (veh/h)	Terreno llano y pendientes específicas <3%	Terreno Ondulado
Camiones, E_T	≤100	1.1	1.9
	200	1.1	1.8
	300	1.1	1.7
	400	1.1	1.6
	500	1.0	1.4
	600	1.0	1.2
	700	1.0	1.0
	800	1.0	1.0
	≥900	1.0	1.0
Vehículo Recreacional E_R	Todos los volúmenes	1.0	1.0

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-18, pp. 15.24

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-13 Factor de Ajuste a vehículos livianos de camiones (E_T) y vehículos recreaciones (E_R) en segmentos específicos para la estimación de PTSF.

Pendiente (%)	Longitud en Pendiente (km)	Tasa Horaria Direccional, V_{vph} (veh/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3 <3.5	≤3.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.5	1.3	1.3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	≥6.4	1.6	1.4	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≥3.5 <4.5	≤1.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.8	1.4	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	≥6.4	2.1	1.9	1.8	1.7	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
≥4.5 <5.5	≤1.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	3.2	1.7	1.6	1.6	1.6	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3
	4.8	2.4	2.2	2.2	2.1	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7
	≥6.4	3.5	3.1	2.9	2.7	2.1	2.0	2.0	1.8	1.8
≥5.5 <6.5	≤1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	2.4	1.5	1.5	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
	3.2	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.8	1.8
	4.8	3.4	3.2	3.0	2.9	2.4	2.3	2.3	1.9	1.9
	≥6.4	4.5	4.1	3.9	3.7	2.9	2.7	2.6	2.0	2.0
≥6.5	≤0.8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0
	1.6	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.5	1.5	1.4	1.4
	2.4	2.1	2.1	2.1	2.1	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	3.2	2.9	2.8	2.7	2.7	2.4	2.4	2.3	2.3	2.3
	4.8	4.2	3.9	3.7	3.6	3.0	2.8	2.7	2.2	2.2
	≥6.4	5.0	4.6	4.4	4.2	3.3	3.1	2.9	2.7	2.5

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-19, pp. 15.25.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-14 Factor de ajuste por Zona de no adelantamiento ($f_{np,PTSF}$) para determinación del PTSF.

Volumen ajustado	Reducción en Promedio de Velocidad de Recorrido (km/h)					
en ambos sentidos	% de Zonas de NO Adelantamiento					
(cp/h)	0	20	40	60	80	100
Distribución por sentido = 50/50						
≤200	9.0	29.2	43.4	49.4	51.0	52.6
400	16.2	41.0	54.2	61.6	63.8	65.8
600	15.8	38.2	47.8	53.2	55.2	56.8
800	15.8	33.8	40.4	44.0	44.8	46.6
1400	12.8	20.0	23.8	26.2	27.4	28.6
2000	10.0	13.6	15.8	17.4	18.2	18.8
2600	5.5	7.7	8.7	9.5	10.1	10.3
3200	3.3	4.7	5.1	5.5	5.7	6.1
Distribución por sentido = 60/40						
≤200	11.0	30.6	41.0	51.2	52.3	53.5
400	14.6	36.1	44.8	53.4	55.0	56.3
600	14.8	36.9	44.0	51.1	52.8	54.6
800	13.6	28.2	33.4	38.6	39.9	41.3
1400	11.8	18.9	22.1	25.4	26.4	27.3
2000	9.1	13.5	15.6	16.0	16.8	17.3
≥ 2600	5.9	7.7	8.6	9.6	10.0	10.2
Distribución por sentido = 70/30						
≤200	9.9	28.1	38.0	47.8	48.5	49.0
400	10.6	30.3	38.6	46.7	47.7	48.8
600	10.9	30.9	37.5	43.9	45.5	47.0
800	10.3	23.6	28.4	33.3	34.5	35.5
1400	8.0	14.6	17.7	20.8	21.6	22.3
≥ 2000	7.3	9.7	11.7	13.3	14.0	14.5
Distribución por sentido = 80/20						
≤200	8.9	27.1	37.1	47.0	47.4	47.9
400	6.6	26.1	34.5	42.7	43.5	44.1
600	4.0	24.5	31.3	38.1	39.1	40.0
800	3.8	18.5	23.5	28.4	29.1	29.9
1400	3.5	10.3	13.3	16.3	16.9	32.2

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-14 Valores de los coeficientes a y b usados para la estimación del BPTSF.

Volumen opuesto ajustado Vo (cp/h)	Coeficiente a	Coeficiente b
≤200	-0.0014	0.973
400	-0.0022	0.923
600	-0.0033	0.870
800	-0.0045	0.833
1000	-0.0049	0.829
1200	-0.0054	0.825
1400	-0.0058	0.821
≥1600	-0.0062	0.817

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-20, pp. 15.26.

Anexo II-15 Factor de ajuste por Zona de no adelantamiento ($f_{np,PTSF}$) para determinación del PTSF (Continuación).

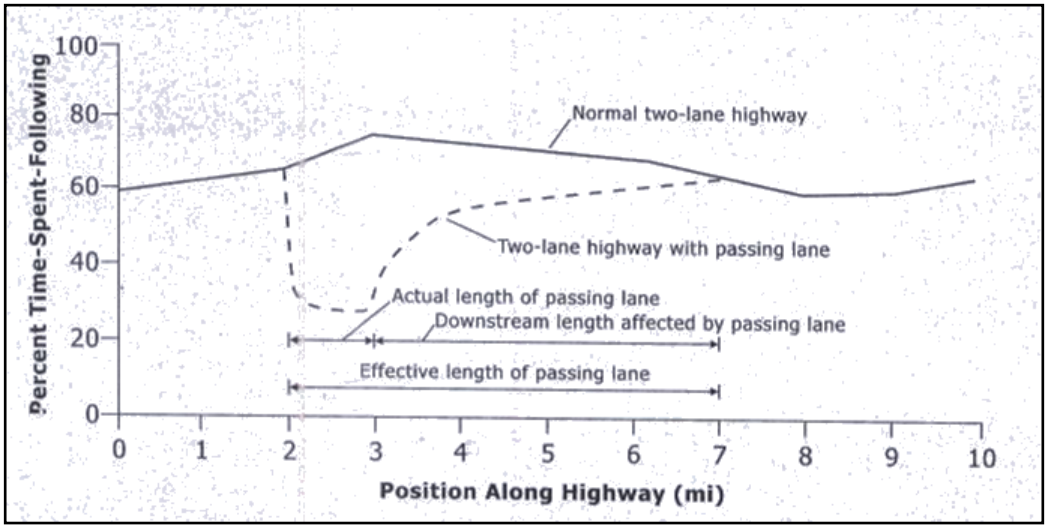
≥ 2000	3.5	7.0	8.5	10.1	10.4	10.7
Distribución por sentido = 90/10						
≤200	4.6	24.1	33.6	43.1	43.4	43.6
400	0.0	20.2	28.3	36.3	36.7	37.0
600	-3.1	16.8	23.5	30.1	30.6	31.1
800	-2.8	10.5	15.2	19.9	20.3	20.8
≥ 1400	-1.2	5.5	8.3	11.0	11.5	11.9

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-21, pp. 15.26.

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo II-16 Efecto Operacional del canal de Paso sobre el PTSF.



Fuente: HCM 2010. Figura 15-25, pp. 15.31.

Anexo II-17 Longitud posterior al canal de paso dentro de la longitud efectiva de la carretera afectada.

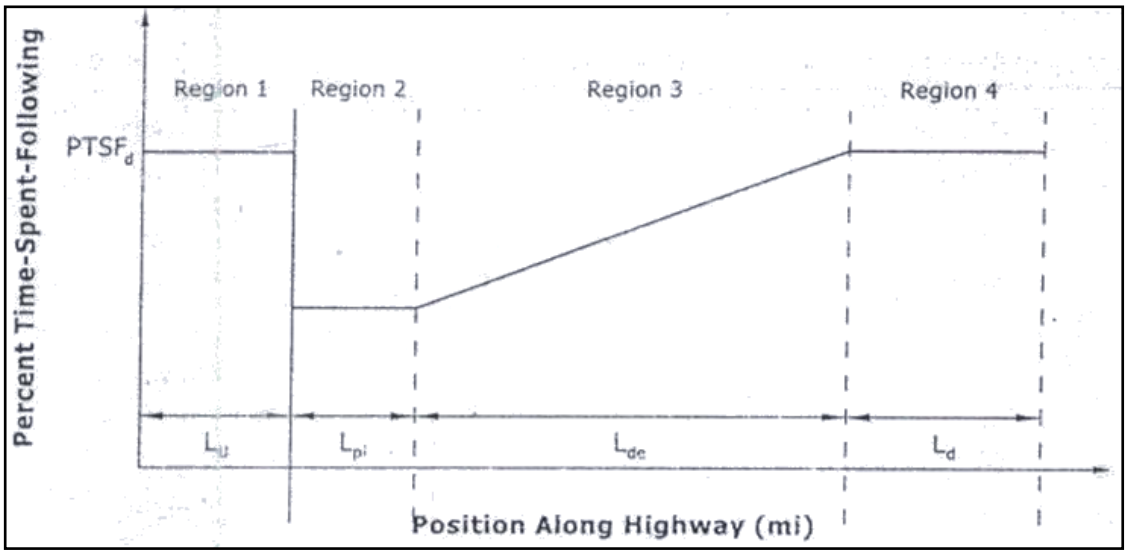
www.bdigital.ula.ve

Rata de Flujo en la dirección del análisis, Vd (cp/h)	Longitud corriente debajo de la carretera afectada por el canal de paso (Km)	
	PTSF	ATS
≤200	20.9	2.7
300	18.7	2.7
400	13.0	2.7
500	11.8	2.7
600	10.5	2.7
700	9.2	2.7
800	8.1	2.7
900	6.9	2.7
≥1000	5.8	2.7

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-23, pp. 15.29.

C.C. Reconocimiento

Anexo II-18 Efecto del Canal de Paso sobre el PTSF



Fuente: HCM 2010. Figura 15-25, pp. 15.31.

Anexo II-19 Factor de ajuste por el impacto del canal de paso sobre el PTSF (fpl,PTSF)

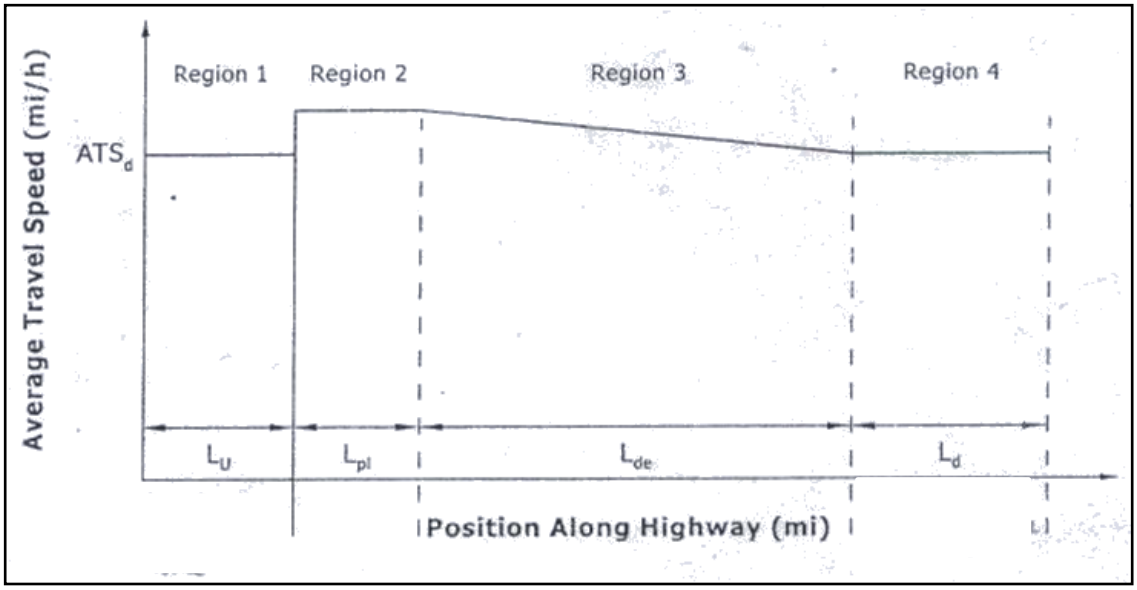
www.bdigital.ula.ve

Rata de Flujo en la dirección del análisis, Vd (cp/h)	$f_{pl,PTSF}$
≤100	0.58
200	0.59
300	0.60
400	0.61
500	0.61
600	0.61
700	0.62
800	0.62
≥900	0.62

Fuente: HCM 2010. Figura 15-26, pp. 15.31.

C.C. Reconocimiento

Anexo II-20 Efecto del canal de paso sobre la ATS.



Fuente: HCM 2010. Figura 15-27, pp. 15.32.

Anexo II-21 Factor de ajuste por el impacto del canal de paso sobre la ATS (fpl,ATS)

www.bdigital.ula.ve

Rata de Flujo en la dirección del análisis, Vd (cp/h)	$f_{pl,ATS}$
≤100	1.08
200	1.09
300	1.10
400	1.10
500	1.10
600	0.11
700	0.11
800	0.11
≥900	0.11

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-28, pp. 15.33.

C.C. Reconocimiento

Anexo II-22 Factor de ajuste (f_{pl}) para estimación de ATS y PTSF en canales en pendiente.

Rata de Flujo en la dirección del análisis, Vd (cp/h)	$f_{pl,ATS}$	$f_{pl,PTSF}$
≤100	1.02	0.20
200	1.07	0.21
300	1.14	0.23

Fuente: HCM 2010. Tabla 15-29, pp. 15.34.

www.bdigital.ula.ve

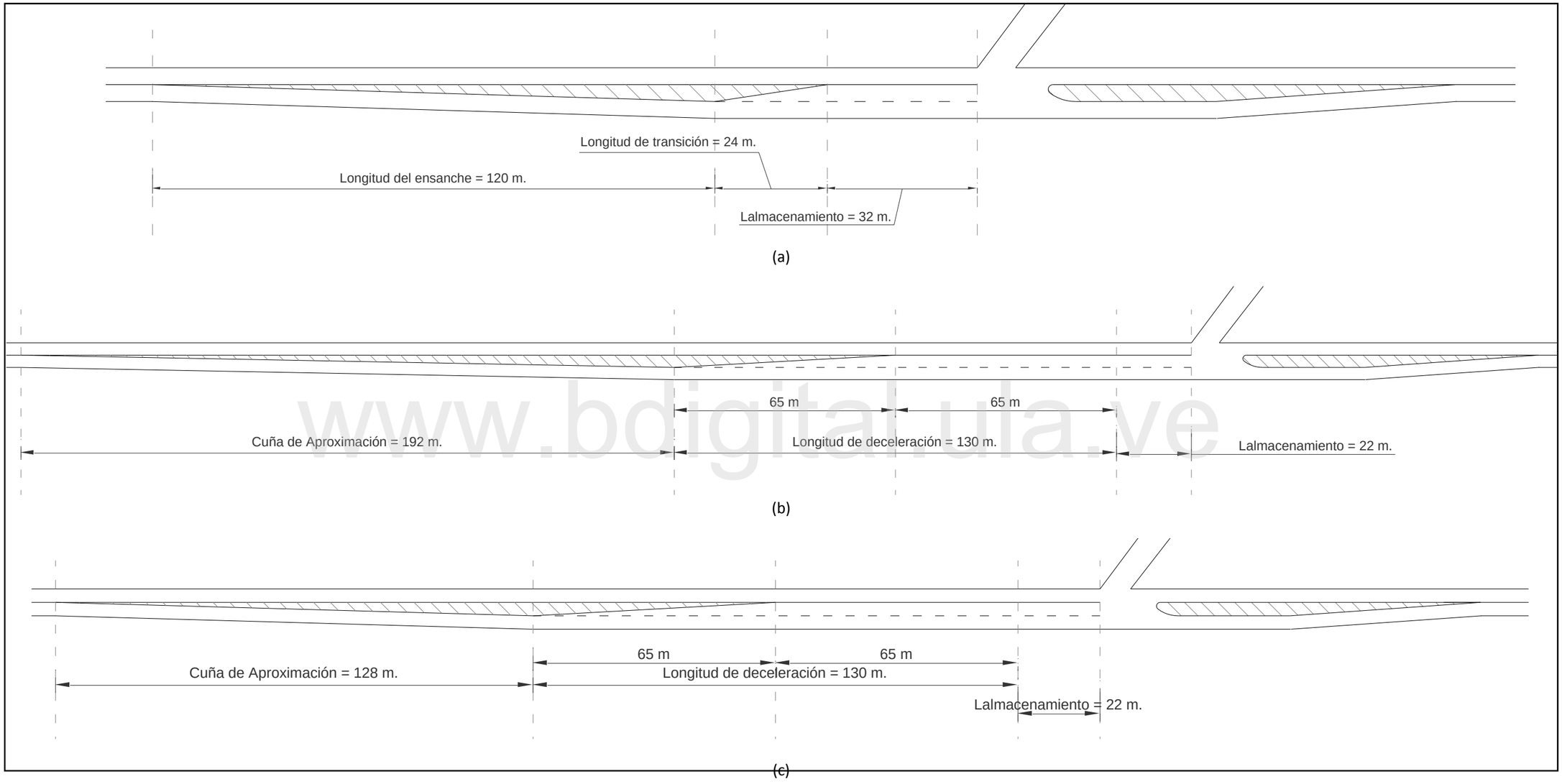
C.C. Reconocimiento

ANEXO III

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

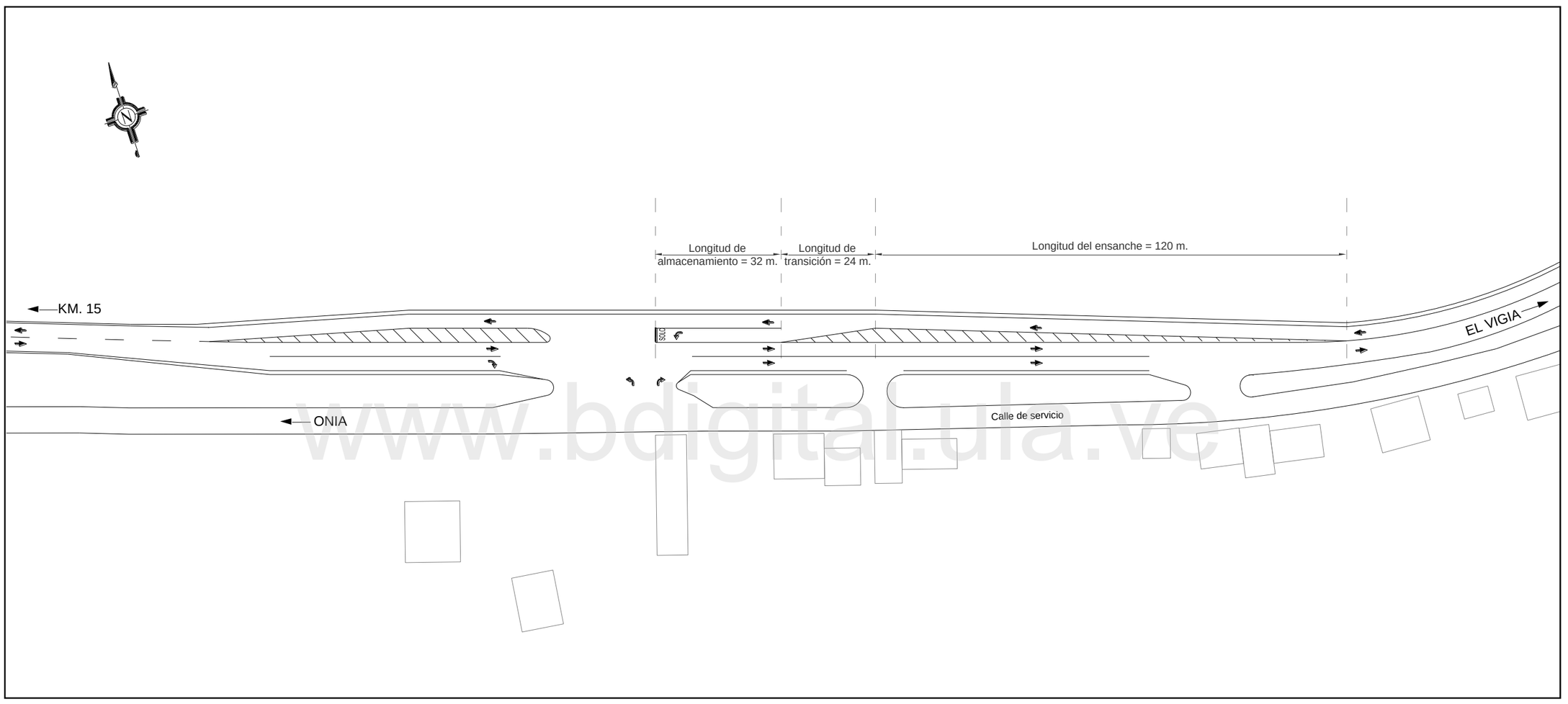
Anexo III-1 Esquemas de Giro a la Izquierda según Norma Venezolana y AASHTO.



www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

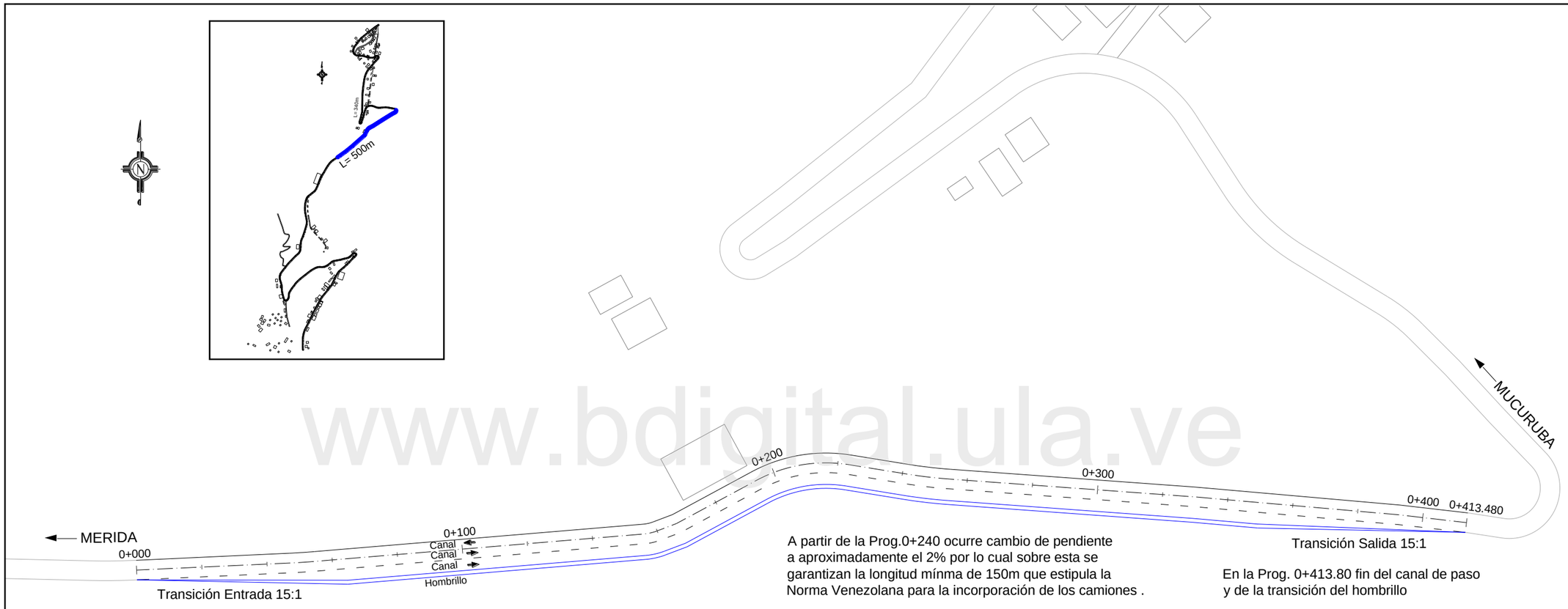
Anexo III-2 Medida de Bajo Costo. Canal exclusivo de giro a la izquierda sobre Troncal T001, Intersección Onia.



www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo III-3 Medida de Bajo Costo para sub-tramo (1). Canal adicional en pendiente. Norma Venezolana.



En la Prog. 0+00 comienza transición del canal de paso ancho 3.60m y de hombrillo de 0.00m a 1.20m

A partir de la Prog.0+240 ocurre cambio de pendiente a aproximadamente el 2% por lo cual sobre esta se garantizan la longitud mínma de 150m que estipula la Norma Venezolana para la incorporación de los camiones .

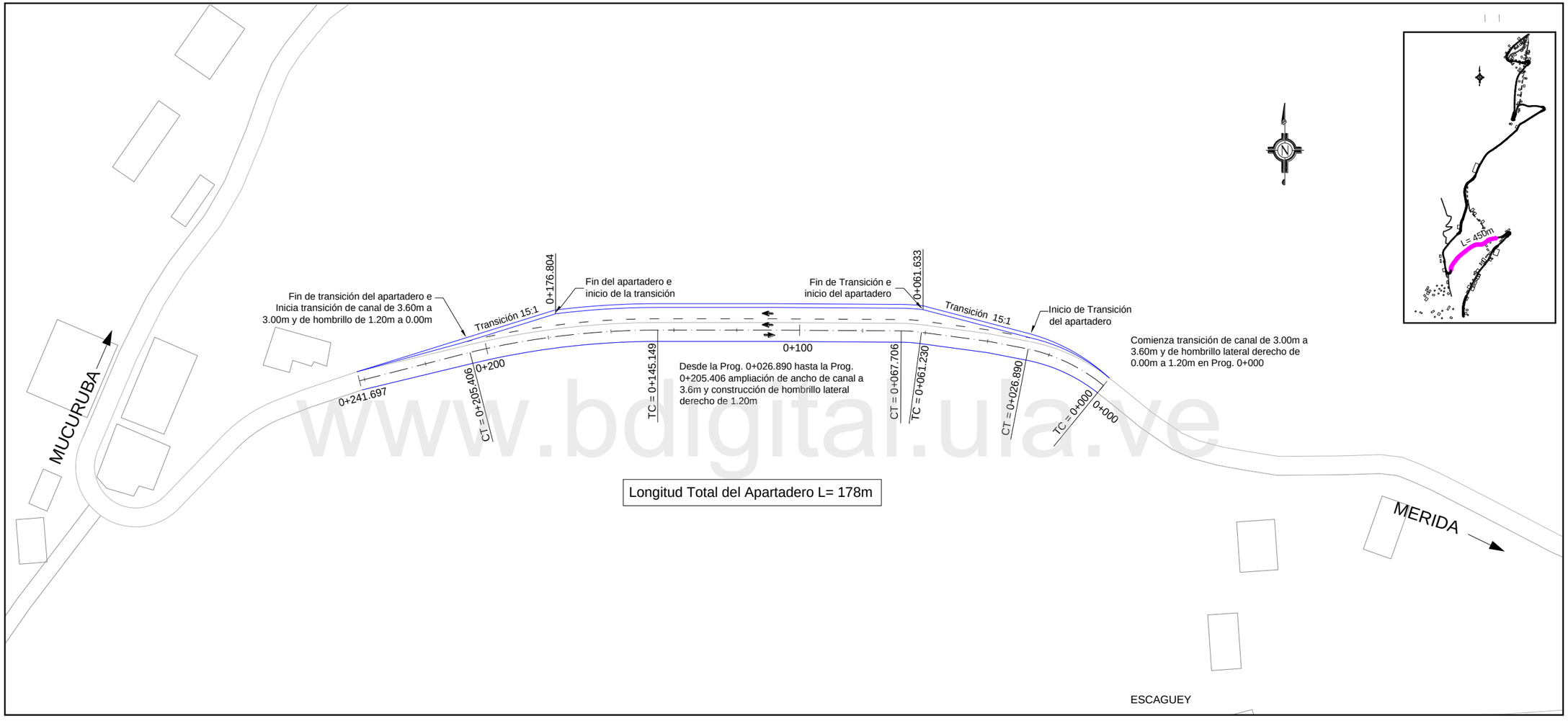
En la Prog. 0+413.80 fin del canal de paso y de la transición del hombrillo

Longitud Total del Canal Adicional L= 413m

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Anexo III-4 Medida de Bajo Costo. Apartadero (Turnout)



www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

GLOSARIO

www.bdigital.ula.ve

C.C. Reconocimiento

Brecha: Tiempo que media entre el paso por un punto de una vía del extremo trasero de un vehículo y el delantero del siguiente.

Capacidad (C): Es el máximo número de vehículos que puede pasar por una sección o canal de una vía, en un período de tiempo determinado, bajo las condiciones reinantes de diseño y de tránsito. Se expresa en vehículos por hora (vph).

Demanda: Es el número de vehículos o personas que desean viajar y pasan por un punto durante un tiempo específico.

Demora: Al tiempo de recorrido adicional que resulta cuando un vehículo va a menor velocidad que la que esperan ir sus ocupantes por causas relacionadas con la vía, el tránsito y su regulación.

www.bdigital.ula.ve

Espaciamiento: Es la distancia en metros entre las respectivas partes delanteras de dos vehículos consecutivos.

Intervalo: Tiempo que transcurre desde el paso por un punto de un vía, del extremo trasero de un vehículo al mismo extremo del siguiente.

Porcentaje de Tiempo en Seguimiento (PTSF): Es el porcentaje del tiempo total de viaje que los vehículos deben viajar en grupos, detrás de los vehículos más lentos debido a la incapacidad de realizar maniobras de adelantamiento.

C.C. Reconocimiento

Percentiles: Cuando un conjunto ordenado de datos se divide en cien partes iguales reciben el nombre de percentiles.

Percentil 15, P_{15}: Generalmente norma la velocidad mínima de la vía; mayores accidentes ocurren para vehículos que circulan por debajo de dicha velocidad.

Percentil 50, P_{50}: La velocidad correspondiente al percentil 50, P50, es utilizada como una medida de la calidad del flujo vehicular.

Percentil 85, P_{85}: Se refiere a la velocidad crítica a la cual debe establecerse el límite máximo de velocidad en conexión con los dispositivos del control de tránsito que la deben restringir.

www.bdigital.ula.ve

Rata horaria de flujo (v): Es la rata horaria máxima a la cual puede esperarse que los vehículos atraviesen un punto, o tramo de una vía, durante un período dado, bajo las condiciones imperantes. Generalmente se determina para períodos de 15 minutos, y se expresa en vehículos por hora.

Tiempo de Recorrido: Se define como el tiempo que transcurre mientras un vehículo recorre cierta distancia, incluyendo el invertido en paradas imputables a las características de la vía, a las de tránsito o a su regulación.

Velocidad (S): Se define como la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo.

C.C. Reconocimiento

Velocidad de Operación: Es la velocidad de recorrido máxima segura a la cual un conductor puede viajar bajo condiciones favorables del tiempo y bajo las condiciones existentes del tráfico, sin exceder la velocidad de proyecto.

Velocidad de Flujo Libre (FFS): se trata de la velocidad media que llevarían los vehículos livianos si los conductores no son influidos por otros vehículos, durante períodos de volúmenes bajos < 200 veh/h.

Velocidad Media Espacial: Es la velocidad media de todos los vehículos que en un instante determinado están en un tramo de carretera.

Velocidad Media Temporal: Es la velocidad media de todos los vehículos que pasan por un punto fijo de la carretera durante un cierto período de tiempo.

www.bdigital.ula.ve

Velocidad Promedio de recorrido (ATS): Se define como la longitud de un tramo de vía dividida por el promedio de los tiempos de recorrido de los vehículos.

Velocidad Puntual: Es la velocidad de un vehículo cuando pasa por un punto específico de una vía.

Volumen de Tránsito (V): Es el número de vehículos o peatones que pasa por una sección transversal de una vía, calzada o carril por unidad de tiempo, durante un período de tiempo determinado.

C.C. Reconocimiento