

UNIVERSIDAD DE CUENCA



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EFFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO EN
LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD VIAL Y EL NIVEL DE SERVICIO
APLICANDO LA METODOLOGÍA HCM, EN LA VÍA ZHUD - BIBLIÁN**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGISTER EN
INGENIERÍA EN VIALIDAD Y TRANSPORTES.**

AUTORES:

CÉSAR FERNANDO BRITO GALARZA

C.I: 0102050283

LUIS GERARDO TORRES NAVAS

C.I: 1801853175

DIRECTOR:

ING. JAIME ASDRUBAL BOJORQUE IÑEGUEZ, Ph.D.

C.I. 0102857885

CUENCA – ECUADOR

2017



RESUMEN

En muchos países del mundo, el análisis operacional de las carreteras se fundamenta en el manual de capacidad de carreteras Highway Capacity Manual (HCM) de los Estados Unidos de América, el mismo que proporciona una metodología sistemática para la estimación de la capacidad y niveles de servicio para diferentes tipos de caminos.

El estado de la superficie de rodamiento (Índice de Rugosidad Internacional – IRI) influye en la reducción de la capacidad vial, utilizar la metodología del HCM sin hacer ajustes debido a este factor, implicaría seguir cometiendo errores en la planificación, el diseño y la construcción de la infraestructura vial.

En este estudio implementamos una variante de cálculo de la capacidad y niveles de servicio propuesto en el HCM2000 ajustada a las características de la red vial y parque automotor local mediante la inclusión de un factor de reducción de velocidad (fp) debido al estado superficial de la capa de rodadura.

En la metodología básicamente interviene el volumen horario por carril y la velocidad de flujo libre (FFS) estimada a partir de un valor ideal y reducido según las condiciones imperantes en la carretera, el nuevo modelo aplica en nuestro caso a vías de dos carriles en dos sentidos.

Los resultados obtenidos permiten establecer que una disminución de la velocidad promedio de viaje (ATS) del 10% entre el método estándar HCM2000 y el modificado considerando el estado superficial del pavimento (fp), origina una disminución de una categoría en el nivel de servicio, situación obtenida en el caso de estudio de la vía Zhud – Biblián.

Palabras clave: Manual de capacidad de carreteras (HCM), Índice de rugosidad internacional (IRI), Velocidad de flujo libre (FFS).



ABSTRACT

In many countries of the world, highway operational analysis is based on the United States of America Highway Capacity Manual (HCM), which provides a systematic methodology for assess capacity and levels of service of different types of highways.

The condition of the pavement (International Roughness Index - IRI) influences the reduction of highway capacity, using the HCM methodology without making adjustments due to this factor, would imply continuing to make mistakes in planning, design and construction of highway infrastructure.

Therefore the purpose is to implement a calculation variant of capacity and service levels proposed in the HCM2000, adjusted to the characteristics of the road network and local car fleet by including a speed reduction factor (f_p) due to the surface condition of the pavement.

The methodology basically uses the hourly volume per lane and the free flow speed (FFS) estimated from an ideal value and reduced according to the prevailing road conditions, the new model is applicable in our case to two-lane highways.

The results obtained allow us to establish that a decrease in the average travel speed (ATS) of 10% between the HCM2000 standard method and the modified one considering the surface condition of the pavement (f_p), leads to a decrease in one category in the service level, situation obtained in the case of study of the roadway Zhud - Biblián.

Keywords: Highway Capacity Manual (HCM), International Roughness Index (IRI), Free Flow Speed (FFS).



ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
ÍNDICE DE CONTENIDOS	4
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS.....	7
CLÁUSULA DE LICENCIA Y AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL	9
CLAÚSULAS DE PROPIEDAD INTELECTUAL	11
AGRADECIMIENTO	13
DEDICATORIA	14
CAPITULO I.....	16
1.1 INTRODUCCIÓN.....	16
1.2 OBJETIVOS.....	19
1.2.1 <i>General</i>	19
1.2.2 <i>Específicos</i>	19
1.3 METODOLOGÍA	19
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	22
2.1 ESTADO DEL ARTE.....	23
2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS.....	26
2.3 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO.	30
2.3.1 <i>Flujo Continuo.</i>	31
2.3.2 <i>Flujo discontinuo</i>	31
2.3.3 <i>Capacidad.</i>	32
2.3.4 <i>Niveles de Servicio.</i>	33
2.3.5 <i>Estudios de Capacidad Vial.</i>	34
2.3.6 <i>Demanda</i>	34
2.4 HCM 2000 - CARRETERA DE DOS CARRILES.	35
2.4.1 <i>METODOLOGÍA</i>	36
2.4.2 <i>Capacidad de carretera de dos carriles.</i>	37



2.4.3	<i>Niveles de servicio (LOS)</i>	38
2.4.4	<i>Segmentos en dos sentidos</i>	39
2.4.5	<i>Segmentos direccionales</i>	51
2.5	ESTADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO - INDICE INTERNACIONAL DE RUGOSIDAD (IRI)	66
2.5.1	<i>Escala IRI</i>	67
2.5.2	<i>Medición del IRI</i>	72
2.6	MARCO METODOLÓGICO	73
	CAPÍTULO III. EFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO	77
3.1	LOCALIZACIÓN DE LOS SEGMENTO DE ANÁLISIS	77
3.1.1	<i>Identificación de Tramos</i>	78
3.2	ÍNDICE DE REGULARIDAD INTERNACIONAL (IRI)	79
3.2.1	<i>Selección del tramo de prueba</i>	79
3.3	ESTUDIO DE VELOCIDADES	81
3.3.1	<i>Uso de percentiles</i>	81
3.3.2	<i>Requerimientos del tamaño de la muestra</i>	82
3.3.3	<i>Tamaño mínimo de la muestra</i>	84
3.3.4	<i>Procedimiento</i>	84
3.3.5	<i>Análisis de Datos y Estadística</i>	85
3.4	RELACIÓN DE VELOCIDAD Y CONDICIÓN SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO	89
3.4.1	<i>Factores de ajuste por la condición superficial del pavimento</i>	91
	CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD VIAL TOMANDO EN CUENTA LA CONDICION DE LA SUPERFICIE DE RODADURA	93
4.1	ESTIMACION DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE (FFS)	94
4.2	DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO	95
4.2.1	<i>Velocidad promedio de viaje (SFM)</i>	97
4.2.2	<i>Niveles de Servicio (LOS)</i>	97
4.2.3	<i>Cálculo del nivel de servicio</i>	97
	CAPÍTULO V. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
	100	



5.1	RESULTADOS	100
5.2	CONCLUSIONES.....	104
5.3	RECOMENDACIONES	105
	CAPITULO VI. BIBLIOGRAFÍA	106
	CAPITULO VII. ANEXOS	107

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1-1. Esquema de la vía Zhud – Biblián, tramos de análisis.</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2-1. Clasificación de las carreteras según su desempeño, PEM (NEVI-12,2013)</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2-2. Metodología para carreteras de dos carriles (HCM2000).</i>	<i>37</i>
<i>Figura 2-3. Criterios gráficos de niveles de servicio (LOS) para carreteras de dos carriles en Clase I (HCM2000).</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2-4. Representación gráfica del modelo "Cuarto de Carro" (Arriaga et al, 1998).</i>	<i>68</i>
<i>Figura 2-5. Diagrama del funcionamiento del equipo (ECUATEST, 2014).</i>	<i>73</i>
<i>Figura 3-1. Esquema de ubicación de los tramos con pavimento rígido.</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3-2. IRI c/100 m, carril derecho - tramo II.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 3-3. Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 2.166, Segmento: 38+000 – 38+100.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-4. Distribución de velocidades y Frecuencia relativa acumulada, IRI= 3.073, Segmento: 38+150 – 38+250.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 3-5. Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 4.039, Segmento: 38+510 – 38+610.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 3-6. Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 5.325, Segmento: 38+270 – 38+370.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-7. Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 6.096, Segmento: 39+250 – 39+350.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-8. Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 7.284, Segmento: 35+830 – 35+930.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3-9. Relación velocidad y condición superficial del pavimento.</i>	<i>90</i>
<i>Figura 3-10. Reducción de la velocidad debido a la condición de la capa de rodadura.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4-1. Datos Geométricos del segmento de prueba.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-2. Características del segmento de prueba.</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-3. Cálculo de la capacidad y niveles de servicio - HCM2000 considerando la condición de la superficie de rodadura.</i>	<i>99</i>



ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2-1. Clasificación funcional de las vías en base al TPDA (NEVI-12,2013).....</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 2-2. Denominación de carreteras por condiciones orográficas (NEVI-12, 2013).</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 2-3. Criterios de niveles de servicio (LOS) para carreteras de dos carriles en.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 2-4. Criterios de niveles de servicio (LOS) para carreteras de dos carriles en Clase II (HCM2000)..</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 2-5. Ajuste por ancho de carril y ancho de berma (f_{LS}) (HCM2000).</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 2-6. Ajuste por densidad de puntos de acceso (f_A) (HCM2000).</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 2-7. Factor de ajuste por pendiente (f_G) para establecer velocidades en tramos de dos vías y tramos direccionales (HCM2000).....</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 2-8. Factor de ajuste por pendiente (f_G) para determinar tiempo en seguimiento (demora) para segmentos de dos vías y segmentos direccionales (HCM2000).</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 2-9. Vehículos livianos equivalentes para camiones y buses para determinar velocidades en tramos de dos vías y segmentos direccionales (HCM2000).</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 2-10. Vehículos livianos equivalentes para camiones y buses en la determinación de tiempos de seguimiento (demoras) en segmentos de dos vías y segmentos direccionales (HCM2000).</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 2-11. Factor de ajuste (f_{np}) por efecto de las zonas de no rebase para velocidades promedio en tramos de dos vías (HCM2000).</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 2-13. Factor de ajuste debido a pendiente para estimar velocidades promedio de viaje en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 2-14. Factor de ajuste debido a pendiente para valorar el porcentaje de tiempo de persecución en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 2-15. Vehículos equivalentes para camiones, para estimar la velocidad promedio de viaje en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 2-16. Vehículos equivalentes para camiones y vehículos recreacionales para estimar el porcentaje de tiempo de seguimiento en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 2-17. Vehículos equivalentes para vehículos recreacionales (buses) (RVs) para estimar la velocidad promedio de viaje en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 2-18. Vehículos equivalentes para estimar el efecto de camiones que operan a una velocidad muy lenta en un tramo largo de descenso (HCM2000).</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 2-19. Ajuste a la velocidad promedio de viaje por porcentaje de zonas de no adelantamiento en segmentos direccionales (HCM2000).</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 2-20. Ajuste al porcentaje de tiempo de seguimiento por zonas de no adelantamiento en segmentos direccionales (HCM2000).....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 2-21. Valores de coeficientes usados para estimar porcentaje de tiempo de demora para segmentos direccionales (HCM2000).....</i>	<i>65</i>



<i>Tabla 2-22. Escala estándar empleada por el Banco Mundial para la cuantificación del IRI para diferentes tipos de vías (LanammeUCR, 2008).</i>	68
<i>Tabla 2-23. Especificaciones internacionales de IRI (LanammeUCR, 2008).</i>	69
<i>Tabla 2-24. Valores de IRI empleados en España para cada capa del pavimento (ECUATEST, 2014).</i>	70
<i>Tabla 2-25. Clasificación del estado del pavimento, según la condición del camino (ECUATEST, 2014).</i> ...	71
<i>Tabla 2-26. Recomendaciones del Transportation Research Board (TRB) para la selección de valores máximos admisibles de IRI en función del TPDA (Lavaud, 2011).</i>	72
<i>Tabla 3-1. Identificación y localización de tramos con pavimento rígido.</i>	78
<i>Tabla 3-2. Resumen General - Índice de Regularidad Superficial, Zhud- Biblián (ECUATEST, 2014)</i>	79
<i>Tabla 3-3. IRI, Valores máximos y mínimos por carril.</i>	80
<i>Tabla 3-4. Selección de los segmentos de análisis.</i>	81
<i>Tabla 3-5. Constante U para diferentes valores percentil (SEDESOL, 2000).</i>	83
<i>Tabla 3-6. Desviaciones estándar de velocidades instantáneas para determinar el tamaño de la muestra y sentido (SEDESOL, 2000).</i>	83
<i>Tabla 3-7. Constante K, correspondiente al nivel de confiabilidad.</i>	83
<i>Tabla 3-8. Valores adoptados para el cálculo de la muestra.</i>	84
<i>Tabla 3-9. Resumen de velocidades en los segmentos con valor de IRI determinado.</i>	86
<i>Tabla 3-10. Rangos de reducción de velocidad.</i>	91
<i>Tabla 3-11. El IRI como factor de reducción de velocidad.</i>	92
<i>Tabla 3-12. Características básicas predeterminadas de la condición de la superficie de rodadura (RONET, 2009).</i>	93
<i>Tabla 4-1. Localización del segmento de prueba.</i>	95
<i>Tabla 4-2. Datos de Tránsito.</i>	97
<i>Tabla 4-3. Cálculo de la capacidad y nivel de servicio - HCM 2000.</i>	98



CLÁUSULA DE LICENCIA Y AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL



Universidad de Cuenca
Cláusula de Licencia y Autorización para Publicación en el Repositorio Institucional

CÉSAR FERNANDO BRITO GALARZA, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "EFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD VIAL Y EL NIVEL DE SERVICIO APLICANDO LA METODOLOGÍA HCM, EN LA VÍA ZHUD - BIBLIÁN", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, Octubre de 2017



CÉSAR FERNANDO BRITO GALARZA

C.I: 0102050283



LUIS GERARDO TORRES NAVAS, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "EFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD VIAL Y EL NIVEL DE SERVICIO APLICANDO LA METODOLOGÍA HCM, EN LA VÍA ZHUD - BIBLIÁN", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, Octubre de 2017

LUIS GERARDO TORRES NAVAS

C.I: 1801853175



CLAÚSULAS DE PROPIEDAD INTELECTUAL



Universidad de Cuenca
Cláusula de Propiedad Intelectual

CÉSAR FERNANDO BRITO GALARZA, autor del Trabajo de Titulación "EFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD VIAL Y EL NIVEL DE SERVICIO APLICANDO LA METODOLOGÍA HCM, EN LA VÍA ZHUD - BIBLIÁN", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Octubre de 2017



CÉSAR FERNANDO BRITO GALARZA

C.I: 0102050283



LUIS GERARDO TORRES NAVAS, autor del Trabajo de Titulación "EFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD VIAL Y EL NIVEL DE SERVICIO APLICANDO LA METODOLOGÍA HCM, EN LA VÍA ZHUD - BIBLIÁN", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Octubre de 2017

LUIS GERARDO TORRES NAVAS

C.I: 1801853175



AGRADECIMIENTO

En especial al Dr. Jaime Bojorque, director del trabajo, por su dedicación e incentivo para el logro de este objetivo.

A los docentes y compañeros de la maestría que me acompañaron en este esfuerzo.

A compañeros de trabajo, Consulproy por su apoyo y colaboración en el trabajo.

Fernando Brito

A todos los maestros de la vieja escuela quienes supieron transmitir los conocimientos elementales y sentar las bases de cómo ser un profesional responsable, honesto y dedicado, al Dr. Jaime Bojorque por haber dirigido con esmero el presente estudio, a los lectores Dr. Daniel Mogrovejo y Magister Alfredo Vásquez por sugerir las modificaciones necesarias para que el estudio tenga la calidad y formato acorde al nivel científico esperado. Especial agradecimiento a Fernando, mi compañero de proyecto de titulación, por trabajar en equipo y con el compañerismo mostrado desde los tiempos universitarios.

Gerardo Torres



DEDICATORIA

A Blanqui, mi esposa por su apoyo incondicional
A mis hijos Daniel y Gabriel

Fernando Brito



A mi hija Ariellys quien es en el día a día la principal motivación para vivir y batallar, ella ha sido mi plectro para culminar mis estudios de esta maestría. De una u otra manera me ha empujado siempre a seguir adelante, porque en ella he visto fortaleza ya que desde su corta edad supo mostrar valentía y coraje al superar rápidamente su problema de salud, ahora ya más grande no le teme a nada y es el ejemplo de valentía que todos deseamos emular, nada la detiene y tiene un espíritu indomable, es mi razón de vivir y luchar, te amo hija de mi vida y la culminación de esta meta es dedicada a ti.

A Rosita que siempre ha estado forzándome a que no desmaye y siga adelante hasta culminar con este proyecto, gracias amor mío por ser como eres y que esta meta de la cual tú también formas parte sirva de inspiración para que tú también te fijes ulteriores desafíos y logres todo lo que te propongas, eres muy capaz y con tenacidad y actitud lo conseguirás.

A Raquel e Irene quienes me han motivado a continuar y llegar a culminar esta maestría, gracias queridas hermanas.

A Iván que siempre ha creído en mí e igualmente ha estado siempre dándome ánimos para terminar estos estudios.

Finalmente a mis hijos, Johana, Jonnathan y Boris, a los cuales les digo que nunca es tarde para emprender nuevos retos y con este ejemplo de superación espero sirva de paradigma para que ellos avancen en sus respectivos campos de acción, les amo.

Gerardo Torres



CAPITULO I.

En este capítulo se realiza una breve introducción al respecto del tema de estudio, enfocado en resaltar la aplicabilidad del método de cálculo de capacidad y niveles de servicio basados en el manual HCM2000, en el mismo que no se toma en cuenta el efecto del estado superficial de la capa de rodadura, se enfatiza cuáles son los objetivos general y específicos del estudio y se aborda el tema de la metodología que se aplica para la estimación de la capacidad y niveles de servicio, aplicando una variante a la metodología del HCM2000.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Nuestro país no cuenta con una herramienta metodológica estandarizada en la gestión de la red vial local. Los proyectos y programas de ampliación, mejoramiento y mantenimiento se fundamentan en la aplicación del "Highway Capacity Manual" (HCM 2000) de los Estados Unidos, manual que fue diseñado exclusivamente para las condiciones que imperan en ese país y en su metodología no considera el estado superficial del pavimento.

El mal estado superficial del pavimento influye en la reducción de la capacidad vial, por lo tanto seguir utilizando la metodología del HCM sin hacer ajustes debido a este factor, implicaría seguir cometiendo errores en la planificación, el diseño y la construcción de la infraestructura vial (Sánchez, 2012). Algunas vías pavimentadas no son conservadas o mantenidas oportunamente con lo que su deterioro se magnifica y acelera dejando de prestar un nivel de servicio adecuado para el usuario

La presente investigación se basa en la metodología para el cálculo de la capacidad y niveles de servicio para carreteras de dos carriles (uno por sentido de circulación) propuesta por el manual HCM 2000, a la cual se le incorpora un factor de reducción de velocidad debido al efecto de la condición de la superficie de rodadura.

El punto de partida para la estimación de la Capacidad y Nivel de Servicio de una carretera, está relacionado con el cálculo de la Velocidad de Flujo Libre (FFS, siglas en inglés) que se obtiene a partir de una serie de mediciones en períodos de bajo volumen de tránsito.



La metodología que se plantea para obtener el factor de reducción de velocidad consiste en establecer una relación entre la velocidad y la condición de la capa de rodadura, que se obtiene a partir de un proceso de correlación entre los valores del índice de regularidad internacional (IRI) y las velocidades de punto medidas en el tramo respectivo.

Luego con la ecuación que relaciona el IRI y la velocidad, se establecen los rangos de reducción de velocidad, tomando como referencia la velocidad ideal o de proyecto. Los valores de reducción son analizados a fin de establecer una relación matemática y se determina una ecuación que sirve para estimar la reducción de la velocidad debido al deterioro del pavimento.

Esta relación es incorporada en el cálculo de la velocidad de flujo libre (FFS) y de esta forma, se establece el efecto debido al estado de la capa de rodadura adaptados a las condiciones locales (composición del tránsito, comportamiento de los conductores, condiciones de la geometría del camino y las medidas de control).

Finalmente, con el valor de la velocidad de flujo libre (FFS) se realiza el análisis de la capacidad y niveles de servicio comparando, los resultados obtenidos con los valores que resultan de la aplicación con la metodología estándar (sin el efecto del IRI).

Con la finalidad de alcanzar los objetivos propuestos, se han analizado antecedentes sobre investigaciones y estudios relacionados con el análisis de operación de carreteras en otros países; en los cuales, la aplicación del manual de capacidad de carreteras (HCM), ha sido la metodología base para el análisis operacional de carreteras.

En países como Sudáfrica, España y Brasil se proponen nuevas medidas de eficacia y modelos particulares para las relaciones fundamentales flujo - velocidad y flujo - porcentaje de tiempo en seguimiento.

En Argentina, el estudio “Validación de la Metodología del Manual de Capacidad HCM a las condiciones locales” (Maldonado 2010), realiza recomendaciones para la aplicabilidad del método HCM haciendo diferencias importantes entre las características de las carreteras, parque automotor y costumbres de los conductores.



A nivel regional, resalta el “Manual Colombiano de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de dos Carriles”, investigaciones que se vienen realizando a partir del año 1990, estudios desarrollados mediante convenio entre el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) y diferentes universidades, que sugieren entre otras las siguientes correcciones: factores de corrección por pendiente y longitud de pendiente, efecto de los camiones en la capacidad, análisis operacional unidireccional en vez de bidireccional, entre las más relevantes.

En México, si bien se trata de otro tipo de infraestructuras (vías multicarriles y/o autopistas), se ha considerado importante incorporar como antecedente el estudio “Efecto de la regularidad superficial en la Capacidad Vial en carreteras multicarriles” (Gallegos & Mendoza et al, 2004), ya que el objetivo del mismo ha sido adaptar los procedimientos propuestos en el HCM para las condiciones locales.

A nivel local como en el Perú, no existen estudios similares sobre el tema de investigación, más allá de la aplicación práctica de la metodología propuesta en el manual del HCM en diferentes proyectos relacionados con la evaluación de carreteras.

Las investigaciones anteriormente citadas indican diferencias entre los parámetros fundamentales de operación, por lo que se ratifica la necesidad de realizar adaptaciones a la metodología HCM, de tal forma que se ajusten a las características locales.

La presente investigación se basa en información proporcionada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOPE), Regional 6: “Estudios para la evaluación funcional y estructural - Determinación del IRI y la Macrotextura, Medición de deflexiones, Espesores de la capa de pavimento y Nivel de fisuración de las losas del pavimento rígido” de la vía Zhud – Biblián (ECUATEST, 2014), en donde las mediciones del IRI constituyen el insumo principal de este estudio.

La metodología propuesta constituye un proyecto piloto para vías de dos carriles, que requiere contar con buena información de campo, la misma que debe actualizarse de manera periódica de tal forma de medir los cambios de la condición de la carretera en el tiempo, a su vez dicha información permitirá realizar calibraciones y mejores ajustes que reflejen las características propias de la región.



Mediante el presente estudio se plantea que las diferentes instituciones u organismos encargados de la administración vial emprendan programas de investigación continuos de tal forma de contar con una herramienta estandarizada más ajustada a las características de la red vial local y nacional.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 General

Determinar el efecto que causa el estado superficial del pavimento en el cálculo de la capacidad vial de las carreteras, aplicando la metodología HCM, ajustada a las condiciones locales.

1.2.2 Específicos

- Determinar la relación entre la velocidad y la condición de la capa de rodadura: velocidad de operación versus índice de regularidad internacional (IRI) y plantear los valores de ajuste más adecuados a nuestra realidad; para diferentes índices de rugosidad (IRI).
- Proporcionar una herramienta de metodología estandarizada considerando la condición de la superficie de rodadura, basada en la metodología del HCM 2000, para el cálculo de la capacidad vial y nivel de servicio.
- Establecer lineamientos para la obtención del factor de reducción de la velocidad por efecto de la condición de la capa de rodadura.

1.3 METODOLOGÍA

Para ejemplarizar los procesos a seguir se realiza el análisis de la vía Zhud – Biblián, localizada en la Provincia del Cañar, que tiene una longitud aproximada de 53 km, de los cuales 35 km están construidos en pavimento rígido y serán objeto del presente estudio. En la Figura 1 se muestran un esquema de la vía a ser analizada.

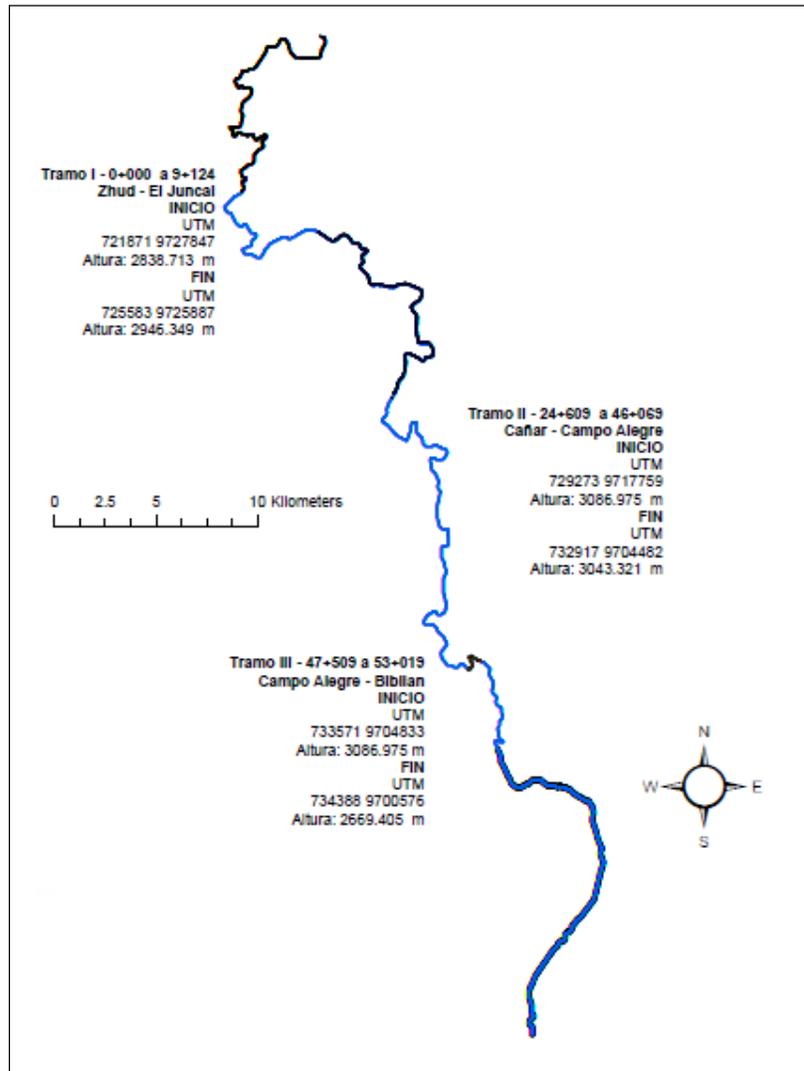


Figura 1-1. Esquema de la vía Zhud – Biblián, tramos de análisis.

La metodología a utilizar en el presente estudio es la dada por el HCM2000 la misma que consiste en definir las condiciones prevalecientes de la vía (características geométricas, tipo de sección, pendientes, dimensiones de carriles, bermas, densidad de puntos de acceso, volúmenes de tránsito) y luego aplicar los factores de reducción o ajuste que están en función de que tanto se alejan las condiciones reales de las ideales de la carretera.

En el país, el mayor porcentaje de la red vial está constituido por carreteras de dos carriles, uno por cada sentido de circulación, por lo que en el desarrollo del presente estudio se siguen



las recomendaciones basadas en la metodología del HCM2000 (Capítulo 20 “Carreteras de dos carriles”).

El punto de partida para la estimación de la Capacidad y Nivel de Servicio de una carretera, está relacionado con el cálculo de la Velocidad de Flujo Libre (FFS, siglas en inglés) que se obtiene a partir de una serie de mediciones en períodos de bajo volumen de tránsito.

El objetivo del presente estudio es determinar el factor debido al efecto del estado de la capa de rodadura, mismo que se determina a partir de un proceso de correlación entre los valores del índice de regularidad internacional (IRI) y las velocidades de punto medidas en el tramo respectivo. Luego con la ecuación que relaciona el IRI y la velocidad, se establecen los rangos de reducción de velocidad, tomando como referencia la velocidad ideal ó de proyecto. Los valores de reducción serán analizados a fin de establecer una relación matemática y determinar la ecuación para estimar la reducción de la velocidad debido al deterioro del pavimento.

Esta relación será incorporada en el cálculo de la velocidad de flujo libre (FFS) y de esta forma, se establecerá el efecto debido al estado de la capa de rodadura.

Finalmente, con el valor de la velocidad de flujo libre (FFS), se realizará el análisis de la capacidad y niveles de servicio, comparando los resultados obtenidos con los valores que resultan de la aplicación con la metodología estándar (sin el efecto del IRI).



CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se abordan temas como el Estado del Arte, en el cual se realiza un resumen de la parte histórica y las razones que motivaron para la creación del manual HCM, desde sus inicios en los años 1950 hasta la fecha actual en la que ya se cuentan con seis versiones del manual, se analizan los estudios más relevantes que se han realizado tanto a nivel internacional como en la región, resaltándose los estudios realizados por Maldonado 2010 respecto de investigaciones realizadas en Sudafrica, Bessa Jr 2009 estudio Brasileño sobre velocidad, flujo y porcentaje de tiempo de seguimiento, Gallegos y Mendoza 2004, estudio que aborda el tema del “Efecto de la regularidad superficial en la Capacidad Vial, en carreteras multicarriles”, en Colombia se viene realizando estudios en convenio entre el instituto INVIAS y otras importantes universidades con la finalidad de actualizar un manual adaptado a sus condiciones locales.

En cuanto a la clasificación de las carreteras, se realiza un amplio análisis de la norma vial ecuatoriana tomando en cuenta las varias formas de clasificación, según el TPDA, por jerarquía vial, condiciones orográficas, por la cantidad de carriles y en función de la superficie de rodamiento.

En relación a la capacidad y niveles de servicio que es aplicable para una amplia gama de medios de transporte, se revisan los conceptos dados por el HCM, se analizan los parámetros que intervienen en cada uno de ellos y se plantea las limitaciones del método para su valoración o estimación, ya que el mismo no considera todos los posibles factores que intervienen en la capacidad y niveles de servicio debido a que toma en cuenta solo condiciones ideales y prevalecientes del camino, se analiza a profundidad el factor debido al estado superficial de la capa de rodadura. Se revisa la teoría del HCM sobre carreteras de dos carriles uno por sentido de flujo y la metodología que sirve para la valoración de la capacidad y niveles de servicio.

El estado superficial de la superficie del pavimento repercute en muchos aspectos tales como confort, seguridad, desgaste vehicular, medio ambiente, por lo que siendo una parte medular del presente estudio, se analiza a profundidad la teoría en la cual se fundamenta este



índice, se citan los avances tecnológicos para su valoración, se hace mención a la escala aplicada por el Banco Mundial y en una tabla se anotan las especificaciones internacionales para el IRI y sus valores límites aceptables en varios países y tipos de capa de rodadura, así como los parámetros que se aplican en el Ecuador. Además se revisan las consideraciones y forma de realizar una correcta medición del IRI.

2.1 ESTADO DEL ARTE.

Dada la importancia de la capacidad vial para el diseño de los diferentes elementos geométricos y de regulación de la circulación, en el año 1950 el Bureau of Public Roads (que hoy se llama Federal Highway Administration), elaboró el primer manual de capacidad vial estadounidense (Highway Capacity Manual o HCM), esta metodología se basa mayormente en relevamiento de datos de campo y que establecen relaciones empíricas entre las características del tránsito, las vías y la capacidad de éstas.

A partir de 1965, el Highway Research Board (Buro de Investigaciones de Autopistas) de Estados Unidos (que hoy se llama Transportation Research Board o TRB), con el apoyo de la Federal Highway Administration introdujo el concepto de nivel de servicio. El HCM ha evolucionado a partir de los años (publicaciones 1965, 1985, 1994, 2000, 2010 y 2016) pasando de diseñar y construir el sistema de autopistas, hacia el manejo de un sistema de transportación complejo que sirve a una variedad de usuarios y modos de viaje (HCM2000).

El HCM es un documento que contiene una serie de procedimientos basados en modelos analíticos calibrados con datos empíricos tomados principalmente en Estados Unidos y Canadá, por lo que, la aplicación del HCM fuera de su ámbito de estudio, puede dar resultados imprecisos y hasta erróneos, si no se hacen las respectivas adaptaciones para el medio en el cual se va a aplicar.

El manual de capacidad de carreteras proporciona a los profesionales, investigadores y usuarios en general, un consistente sistema de técnicas para la evaluación de la capacidad y calidad del servicio que prestan a los usuarios los distintos tipos de infraestructuras como pueden ser autopistas, calles urbanas, rampas, segmentos trenzados, intersecciones, rotondas,



etc. En fin la mayoría de componentes que comprenden el sistema de movilidad en la actualidad (HCM2000).

Los métodos presentados en el Manual requieren poner un énfasis especial en la calibración de las ecuaciones de los procedimientos, adaptados a las condiciones locales, como así también reconocer las diferencias más importantes en la composición del tránsito, en las características de los conductores, condiciones de la geometría del camino y las medidas de control.

Para fines del presente estudio, las ediciones de referencia son las de los años 2000 y 2010, no habiendo cambio sustancial en lo referente a los conceptos y métodos de valoración de la capacidad y los niveles de servicio. Para una adecuada comprensión del presente estudio es importante tener en cuenta la teoría de tránsito, definiciones y conceptos básicos relacionados con la estimación de la capacidad y nivel de servicio según la metodología propuesta por el HCM 2000, y aspectos relacionados acerca de la determinación del Índice de Regularidad Internacional (IRI).

Con la finalidad de alcanzar los objetivos propuestos, se han analizado antecedentes sobre investigaciones y estudios relacionados con el análisis de operación de carreteras en otros países. En los cuales, la aplicación del manual de capacidad de carreteras (HCM), ha sido la metodología base para el análisis operacional de carreteras en muchos países de Latinoamérica y Europa.

En las investigaciones realizadas por Maldonado, 2010 se hace una reseña de las investigaciones llevadas a cabo en: Sudáfrica, donde se proponen nuevas medidas de eficacia y la aplicación de modelos macroscópicos (Van As et al., 2004, Van As, 2007). En España (Romana, 2007) se presenta una manera alternativa planteando la definición de una velocidad umbral (V_u) basada en la expectativa de los usuarios. Estudios realizados en Brasil (Bessa Jr., 2009, presenta modelos particulares para las relaciones fundamentales flujo - velocidad y flujo - porcentaje de tiempo en seguimiento.

A partir de 1991, la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL), a través de su Departamento de Estudios de Ingeniería de Tránsito, realizó estudios en esta línea de investigación en convenio con el Instituto Mexicano del Transporte



(IMT), de la Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SC), cuya publicación técnica más reciente, se realizó en el año 2004, “Efecto de la regularidad superficial en la Capacidad Vial, en carreteras multicarriles”(Gallegos & Mendoza et al, 2004). La investigación realiza una adaptación a la metodología HCM2000 para vías tipo multicarril (dos o más carriles) introduciendo un factor de reducción de la velocidad debido al estado superficial del pavimento.

A nivel regional, resalta el “Manual Colombiano de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de dos Carriles”, investigaciones que se vienen realizando a partir del año 1990, estudios desarrollados mediante convenio entre el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) con las universidades: del Cauca; Pedagógica y Tecnológica de Colombia (UPTC); Nacional sede en Medellín; Militar Nueva Granada; Javeriana y Quindío. Este manual contiene un procedimiento de análisis que proporciona información y estimaciones sobre el comportamiento operacional de una carretera de dos carriles en Colombia. Trabajos de actualización realizados en el año 2015 con los auspicios del Instituto Nacional de Vías (INVIAS), sugieren entre otras las siguientes correcciones: factores de corrección por pendiente y longitud de pendiente, debido principalmente a que el parque automotor ha tenido un avance tecnológico importante; el efecto de los camiones en la capacidad debe ser analizado excluyendo a los buses, ya que los mismos tienen un comportamiento más cercano a los vehículos livianos; análisis operacional unidireccional en vez de bidireccional de acuerdo con el HCM 2010.

Trabajo de investigación desarrollado dentro del programa de maestría de la Universidad de Córdoba, Argentina: “Validación de la Metodología del Manual de Capacidad HCM a las condiciones locales” (Maldonado 2010). El estudio establece recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM considerando los avances de la versión HCM 2010, ajustando la misma a características locales de parque automotor y del comportamiento de los conductores (Maldonado, 2010).

A nivel local, así como en el Perú, el manual HCM es la herramienta base para analizar la calidad de servicio que cabe esperar para el conjunto de vehículos que operan en una carretera de acuerdo con sus características.



En cuanto a la metodología del HCM, a partir de la publicación de la versión HCM 2000 surgieron diferentes estudios cuestionando las ecuaciones y resultados del manual, principalmente las diferencias observadas entre el análisis conjunto de ambos carriles y el análisis direccional (Luttinen, 2001). En respuesta a esta situación, en el marco del Proyecto 20-7 del National Cooperative Highway Research Program, se realizaron estudios adicionales sobre los parámetros del procedimiento unidireccional (TRB, 2003) que dieron origen a importantes correcciones al HCM 2000 resultando en un nuevo procedimiento incorporado en la adenda de correcciones aprobadas al HCM 2000 (TRB, 2007), así como en la edición HCM 2010 (Maldonado, 2010).

2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS.

La Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12, clasifica las carreteras del país principalmente por:

- Clasificación por capacidad (Función del TPDA)
- Clasificación por jerarquía en la red vial
- Clasificación por condiciones orográficas
- Clasificación por número de calzadas
- Clasificación en función de la superficie de rodamiento

Para normalizar la estructura de la red vial del país, ha clasificado a las carreteras de acuerdo al volumen de tráfico que se estima procesará en el año horizonte o de diseño. La Tabla 2-1 presenta la clasificación funcional de las carreteras y caminos en función del TPDA (NEVI-12, 2013).

Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) al año horizonte	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Tabla 2-1. Clasificación funcional de las vías en base al TPDA (NEVI-12,2013)

Según lo establecido en el Plan Estratégico de Movilidad (PEM), tomando en cuenta su desempeño se clasifican de la siguiente manera. Figura 2-1

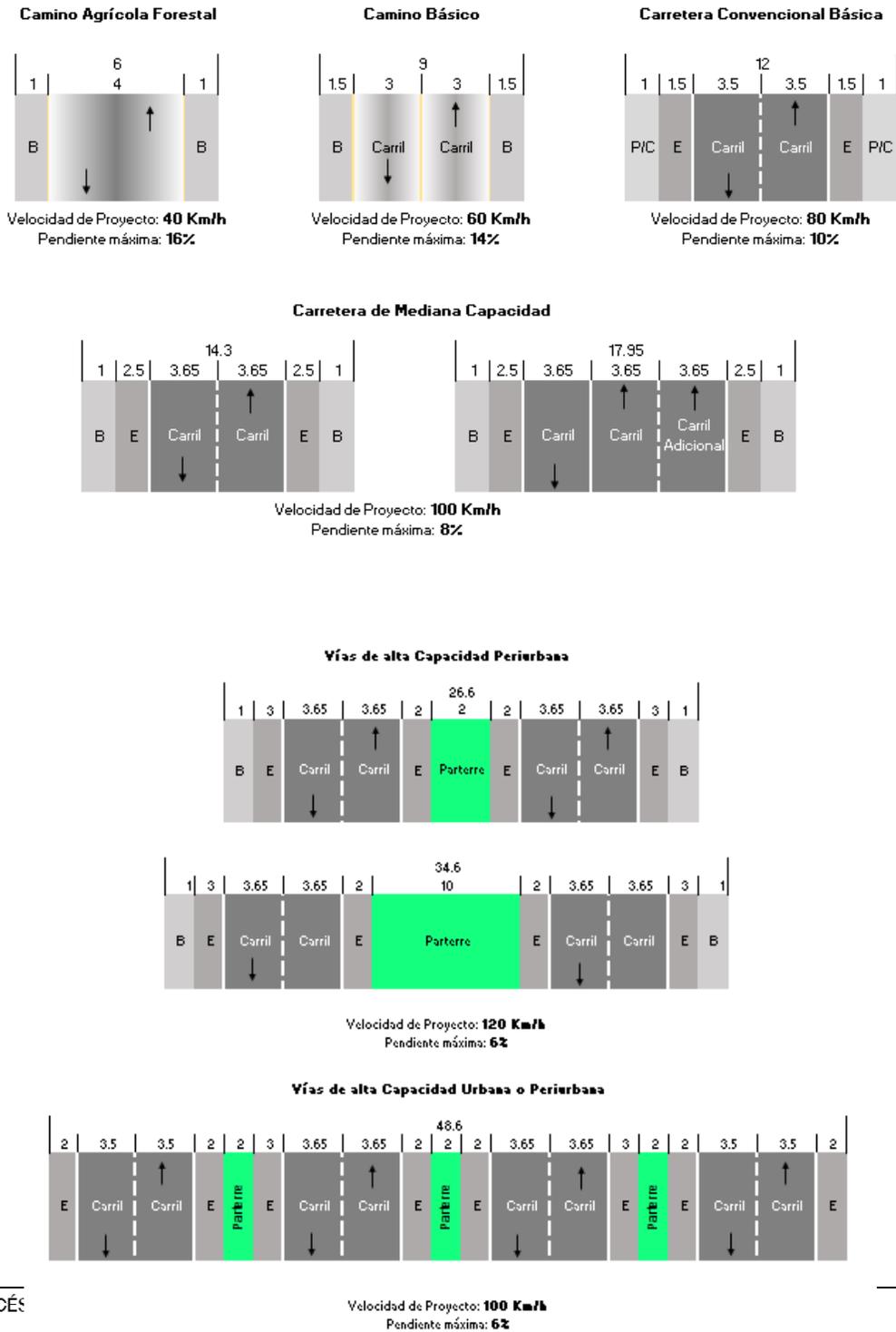




Figura 2-1. *Clasificación de las carreteras según su desempeño, PEM (NEVI-12,2013)*

Clasificación funcional por importancia en la red vial (NEVI-12, 2003):

- **Corredores Arteriales:** Son los caminos de alta jerarquía funcional, los que se constituyen por aquellos que conectan en el continente, a las capitales de provincia, a los principales puertos marítimos con los del oriente, pasos de frontera que sirven para viajes de larga distancia y que deben tener alta movilidad, accesibilidad reducida y/o controlada en su recorrido, giros y maniobras controlados; y, estándares geométricos adecuados para proporcionar una operación de tráfico eficiente y segura.
- **Vías Colectoras:** Son las vías de mediana jerarquía funcional, aquellas cuya función es la de recolectar el tráfico de la zona rural o de una región, que llegan a través de los caminos locales para conducirlos a la malla estratégica o esencial de corredores arteriales. Son caminos que se utilizan para servir el tráfico de recorridos intermedios o regionales, requiriendo de estándares geométricos adecuados para cumplir esta función.
- **Caminos Vecinales:** Estas vías son las carreteras convencionales básicas que incluyen a todos los caminos rurales no incluidos en las denominaciones anteriores, destinados a recibir el tráfico doméstico de poblaciones rurales, zonas de producción agrícola, accesos a sitios turísticos.

Según las condiciones orográficas (NEVI-12, 2013):

Se tipificarán las carreteras según el relieve del terreno natural atravesado indicado en la Tabla 2-2. En función de la máxima inclinación media de la línea de máxima pendiente, correspondiente a la franja original de dicho terreno interceptada por la explanación de la carretera.



Tipo de relieve	Máxima inclinación media
Llano	$i \leq 5$
Ondulado	$5 < i \leq 15$
Accidentado	$15 < i \leq 25$
Muy accidentado	$25 < i$

Tabla 2-2. Denominación de carreteras por condiciones orográficas (NEVI-12, 2013).

Según el número de calzadas (NEVI-12, 2013):

- **Carreteras de calzadas separadas:** Son las que tienen calzadas diferenciadas para cada sentido de circulación, con una separación física entre ambas. Excepcionalmente pueden tener más de una calzada para cada sentido de circulación.

No se considera como separación física la constituida exclusivamente por marcas viales sobre el pavimento o bordillos montables (altura inferior a 15 cm) (NEVI-12, 2013)

- **Carreteras de calzada única:** Son las que tienen una sola calzada para ambos sentidos de circulación, sin separación física, independientemente del número de carriles.

Clasificación de acuerdo a la superficie de rodamiento (NEVI-12, 2013):

- **Pavimentos Flexibles:** son aquellos que tienen una capa de rodadura formada por una mezcla bituminosa de asfalto altamente resistente a los ácidos, álcalis y sales.



- **Pavimentos Rígidos:** son aquellos donde la capa de rodadura está formado por una losa de concreto hidráulico (agua, cemento, arena y grava), con o sin refuerzo estructural, apoyada sobre la subrasante de material granular.
- **Afirmados:** son aquellas en las que la superficie de rodadura se compone de una capa de material granular con tamaño máximo dos y media pulgadas (2 ½”) y con proporción de finos, debidamente compactado.
- **Superficie Natural:** su capa de rodadura se compone del terreno natural del lugar, debidamente conformado.

Según el manual HCM2000, las carreteras de dos carriles están categorizadas en dos clases para el análisis.

- Clase I.- En esta clase de carreteras de dos carriles son en las que los motoristas esperan viajar a velocidad relativa alta, las carreteras de dos carriles son mayormente las rutas entre ciudades, principalmente arteriales conectando a las mayores generadoras de tráfico, rutas que conectan usuarios diarios, o enlaces primarios que enlazan provincias o una red de autopistas nacionales se les asigna la Clase I. Las carreteras de clase I en su mayoría sirven a viajes de larga distancia o proveen enlaces que interconectan a carreteras que sirven a viajes de larga distancia.

- Clase II.- En esta clase de carreteras de dos carriles los motoristas no necesariamente tiene la expectativa de viajar a velocidad relativamente alta. Las carreteras de dos carriles en esta clase funcionan como rutas de acceso a las carreteras de Clase I, funcionan como rutas recreacionales que no son principalmente arteriales o atraviesan terrenos no afirmados que generalmente son asignados a la Clase II. Las carreteras de Clase II usualmente sirven para realizar viajes cortos, los comienzos o términos de viajes más largos, o viajes en los cuales el turismo tiene un significativo rol.

2.3 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO.



El manual HCM presenta métodos para análisis de capacidad y niveles de servicio para una amplia gama de medios de transporte. Provee procedimientos para analizar calles y autopistas, tránsito de buses y tranvías en calles, y senderos de peatones y bicicletas.

Los segmentos de carretera están clasificados dentro de dos categorías de flujo, **continuo** y **discontinuo** (HCM2000).

2.3.1 Flujo Continuo.

Estos segmentos de carreteras no tienen elementos fijos tales como señales de tráfico que sean externas al flujo de tráfico y podrían interrumpir el mismo. Las condiciones de flujo de tráfico son el resultado de la interacción entre los vehículos y el flujo de tráfico y entre los vehículos, la geometría y las características medioambientales del camino.

2.3.2 Flujo discontinuo.

Estos segmentos de carretera contienen puntos de acceso controlados y no controlados que pueden interrumpir el flujo de tráfico. Estos puntos de acceso incluyen señales de tráfico, señal de pare, señal de bifurcación y otros tipos de controles que pueden parar el tráfico periódicamente o ralentizarlo significativamente, independientemente de la cantidad de tráfico.

Los flujos continuos y discontinuos describen el tipo de segmento de carretera, no la cantidad de flujo de tráfico en un tiempo determinado. Como ejemplo, una autopista puede experimentar extrema congestión, y sigue siendo clasificada como de flujo continuo debido a que las causas de la congestión son internas.

Las autopistas y sus componentes operan bajo la forma más pura de tráfico continuo, así lo asume el manual HCM. No solamente que no hay interrupciones fijas de tráfico sino que los accesos son controlados y limitados a rampas de acceso. Las carreteras multicarriles y las carreteras de dos carriles también pueden operar bajo flujo continuo en segmentos largos entre puntos de interrupciones fijas.



2.3.3 Capacidad.

Capacidad según el HCM2000 es el valor de máximo flujo horario en el cual personas y/o vehículos razonablemente puede esperarse que atraviesen un punto o una sección uniforme de un carril o carretera durante un período de tiempo dado, bajo condiciones prevalecientes del camino, del tráfico y de control.

Se asume que el tráfico que se halla más adelante del punto de control no influye en la capacidad del tramo analizado.

Sin embargo, es importante indicar que entre muchos factores que afectan la capacidad y de los cuales se hablará más adelante, han existido dudas sobre la naturaleza de la capacidad como un valor constante, y fue planteada por Ponzlet (1996) y citada por (Brilon, 2005), en la cual “Ponzlet demostró que la capacidad varía de acuerdo a condiciones externas, depende por ejemplo de si la superficie de rodadura se encuentra seca o mojada, si hay luz del día u oscuridad o de las condiciones prevalecientes del camino, si el mismo es de larga distancia o sirve para tránsito metropolitano.”

Ponzlet y el HCM no hacen referencia a la influencia externa debida al estado superficial del pavimento, ya sea este flexible o rígido, y como se establecerá o concluirá en el presente estudio, este factor es de suma importancia en la determinación de la capacidad vial y los niveles de servicio.

Lo que queda claro es que más allá de un cierto valor de volumen, el concepto de capacidad queda supeditado a tener o no la posibilidad de flujo ininterrumpido sin que el vehículo sea afectado por algún tipo de factor externo como puede ser alguna condición de control, el estado del camino o la interacción entre vehículos, esto obviando las consideraciones de Ponzlet y rigiéndonos al concepto puro de capacidad del HCM.

Las condiciones prevalecientes del camino, el tráfico y las condiciones de control definen la capacidad. Estas condiciones deberían ser razonablemente uniformes para cada tramo de vía analizado. Cualquier cambio en las condiciones prevalecientes cambia la capacidad del tramo de vía considerado.



La base para definir la capacidad es una razonable expectativa. Es decir la capacidad fijada para un tramo de vía dado es una tasa de flujo que puede ser alcanzada repetidamente para períodos pico de suficiente demanda. La capacidad no es una tasa de flujo máximo absoluto observado sobre un tramo de carretera, además hay que tomar en cuenta que las características del conductor varían de región a región y la tasa de flujo máximo absoluto puede variar de día a día y de lugar a lugar. Finalmente, el HCM asume que las condiciones tanto climáticas como de la superficie del pavimento son ideales, lo cual en estricto rigor no es así (HCM2000).

El análisis de capacidad implica un conjunto de procedimientos para estimar la capacidad del tráfico sobre un rango de condiciones de operación definidas. Provee herramientas de evaluación de tramos de carretera y sirve para el diseño y planificación de mejoras de las mismas (HCM2000).

2.3.4 Niveles de Servicio.

El principal objetivo del análisis de capacidad es estimar el máximo número de personas o vehículos que un segmento de carretera puede acomodar con razonable seguridad durante un período de tiempo especificado. Sin embargo, estos segmentos de carretera generalmente o casi nunca operan en o cerca de la capacidad, ellos son raramente diseñados para operar en este rango. En consecuencia los análisis de capacidad estiman la máxima cantidad de tráfico que un segmento de carretera puede acomodar mientras mantiene un nivel de operación predeterminado (HCM2000).

El criterio operacional está definido al introducir el concepto de nivel de servicio, Level of Service (LOS). Los rangos de operación están definidos por las condiciones de cada tipo de tramo de carretera y están relacionados con la cantidad de tráfico que puede ser acomodada en cada nivel de servicio (HCM2000).

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de nivel de servicio. Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por los motoristas y/o pasajeros. Estas condiciones se describen en términos de factores tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de realizar maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial (Cal y Mayor, 2007).



De los factores que afectan el nivel de servicio se distinguen los internos y los externos. Los internos son aquellos que corresponden a variaciones de velocidad, en el volumen, en la composición del tránsito, en el porcentaje de movimientos de entrecruzamientos o direccionales. Entre los externos están las características físicas, tales como las anchuras de los carriles, la distancia libre lateral, la anchura de acotamientos (bermas), las pendientes, entre otros (Cal y Mayor, 2007).

El manual de capacidad vial HCM2000, establece diferentes niveles de servicio denominados: A, B, C, D, E y F, que van del mejor al peor, los cuales se definen según que las condiciones de operación sean de circulación continua o discontinua, como se verá más adelante.

2.3.5 Estudios de Capacidad Vial.

En relación a los estudios de Capacidad, estos se los realiza en períodos de 15 minutos y se suele escoger el cuarto de hora de mayor demanda dentro de la hora pico para estudiar la condición más desfavorable. El procedimiento del HCM asume que solo se conoce el volumen de demanda en la hora pico, pero no sus variaciones en esa hora, y que es posible estimar el factor pico de la hora pico (*PHF*), conociendo las características de la vía que se estudia. Entonces, dividiendo el volumen de toda la hora entre el factor de hora pico se estima el volumen en (veh/h) para el cuarto de hora de mayor demanda. Sin embargo, si se conoce la demanda en periodos de al menos 15 minutos, es más preciso utilizar el mayor de ellos para hacer el análisis y olvidarse del factor de hora pico.

2.3.6 Demanda

La demanda es la medida principal de la cantidad de tráfico que utiliza un tramo dado de vía. La demanda se relaciona con vehículos que llegan a un punto de control mientras que el volumen se relaciona con los vehículos que abandonan el punto de control. Si no hay cola, la demanda es equivalente al volumen de tráfico en un punto dado del camino (HCM2000).



2.4 HCM 2000 - CARRETERA DE DOS CARRILES.

En este capítulo abordamos el estudio de carreteras de dos carriles y tramos direccionales para carreteras de dos carriles, uno por sentido de flujo. Los tramos con dos sentidos incluyen longitudes grandes de carreteras son secciones transversales inclusive homogéneas y volúmenes de cantidad de tráfico constante con la consideración de vehículos de todo tipo en la corriente de flujo en el segmento considerado. Incluyen su localización en terrenos llanos u ondulados. Carreteras de dos carriles que tienen pendientes superiores al 3% y de una longitud de un kilómetro o mayor, deben ser analizados con otros procedimientos. Pueden ser analizados como segmentos particulares con pendientes específicas de ascenso o descenso (HCM2000)

Cualquier tramo de la vía puede ser analizado con un procedimiento de segmento direccional, pero el análisis separado tomando en cuenta el sentido del recorrido es propio para tramos en pendiente y para carriles de tramos que contengan carriles de rebasamiento. Los tipos de tramos direccionales que se incluyen para las aplicaciones operacionales constan de tramos direccionales en terreno llano, terrenos ondulados y rampas específicas de ascenso y descenso (HCM2000).

Cuando en una carretera de dos sentidos es analizada solo por un sentido, el procedimiento recomendado es el de segmento direccional en plano y terreno ondulado. Cualquier otro tramo de carretera que tenga pendientes de 3% o más con una longitud de 1.0 km o más, deben ser analizados como rampas específicas de ascenso y descenso. Para el análisis de segmentos específicos de ascenso y descenso, la longitud de la pendiente debe incluir inclusive un tramo de curva vertical. Por lo general $\frac{1}{4}$ de la longitud de la curva vertical del inicio y al final de la pendiente debe ser parte del análisis (HCM2000).

Se puntualiza que el comportamiento del tráfico del sentido opuesto en la medición del tráfico de la dirección analizado influencia de una manera importante en el análisis. El análisis operacional es usado para medir la capacidad de tramos de carreteras de dos carriles, el volumen que puede caber en algún nivel de servicio o inclusive para determinar el nivel de servicio para una carretera que está en pleno funcionamiento bajo un grado de demanda actual o proyectado.



2.4.1 METODOLOGÍA

La metodología sirve para realizar valoraciones de capacidad para carreteras de dos carriles, establece el nivel de servicio y fundamenta la metodología para aplicaciones operacionales y de planeación. La Figura 2-2 (Exhibit 20-1), resume mediante un diagrama de flujo la metodología básica para carreteras de dos carriles, la misma que se explica a continuación.

Los parámetros de entrada son: Características geométricos, volumen de demanda, velocidad media de viaje medida en campo (S_{FM}) o velocidad de flujo libre base (BFFS). Con estos datos de entrada se evalúan por un lado la velocidad promedio de viaje y por otro el porcentaje en tiempo de seguimiento.

Los siguientes pasos, resumen dos caminos para hallar la velocidad promedio de viaje (ATS), si para hallar la velocidad promedio de viaje se parte de la (BFFS) entonces se tendrán que realizar ajustes a la velocidad de flujo libre base, por ancho de carril, ancho de berma, y por densidad de puntos de acceso; por otro lado si la velocidad promedio de viaje se ha de estimar partiendo de la (S_{FM}), entonces se tienen que hacer ajustes a la velocidad media medida en campo, debido a la tasa de flujo y a vehículos pesados. Por cualquiera de las dos alternativas indicadas y una vez evaluada la velocidad de flujo libre, se debe realizar un ajuste al volumen de demanda para la velocidad media debido a los siguientes factores, por factor de hora pico, por vehículos pesados y por pendiente. El siguiente paso es calcular la tasa de flujo y la velocidad media de viaje.

Por otro lado, partiendo de los datos de entrada, se puede seguir la siguiente secuencia para calcular el porcentaje de tiempo de seguimiento (demora) (PTSF), se realiza un ajuste al volumen de demanda debido a porcentaje de seguimiento por los siguientes factores, factor de hora pico, vehículos pesados y pendiente. Se calcula la tasa de flujo y finalmente se evalúa el porcentaje de tiempo de seguimiento.

Una vez calculados la ATS y el PTSF, se determinan los niveles de servicio (LOS) y otras medidas de rendimiento.

EXHIBIT 20-1. TWO-LANE HIGHWAY METHODOLOGY

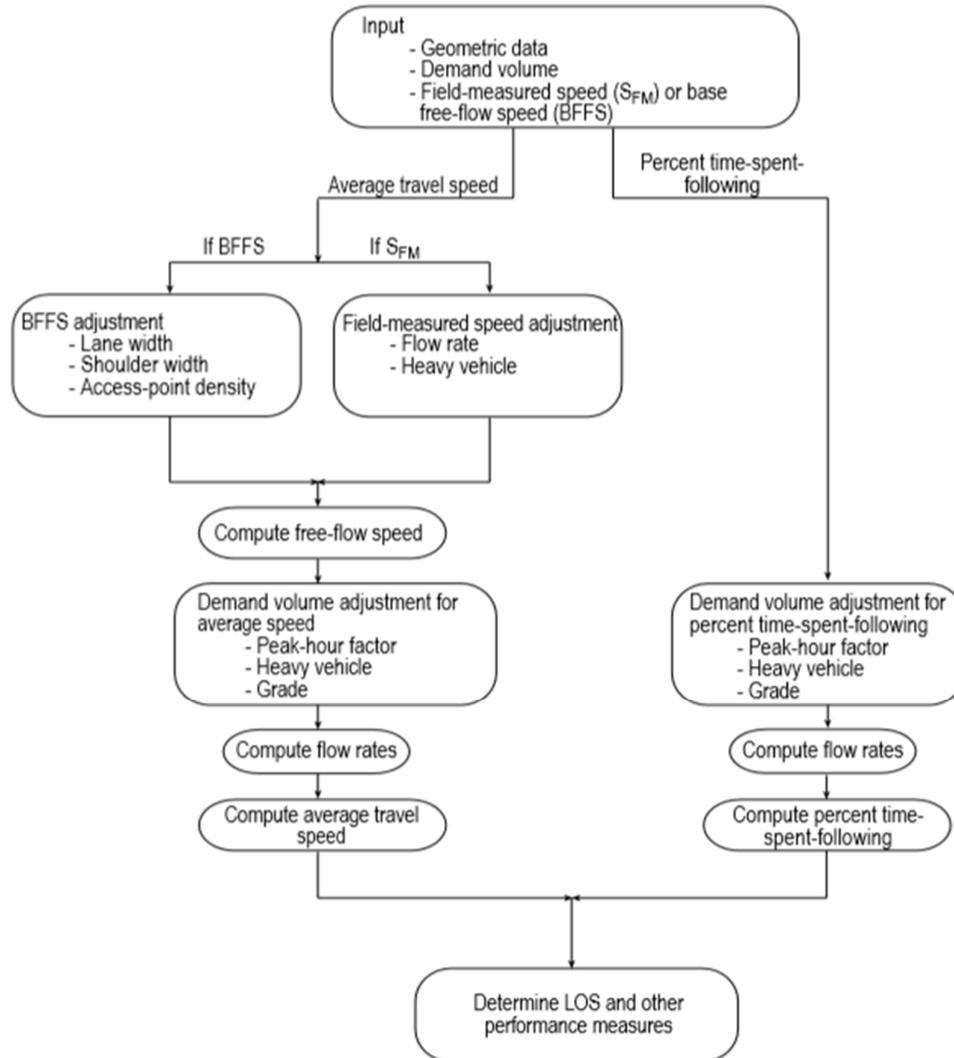


Figura 2-2. Metodología para carreteras de dos carriles (HCM2000).

2.4.2 Capacidad de carretera de dos carriles.

La capacidad de una carretera de dos carriles es 1,700 veh/h (vehículos ligeros/hora) para cada dirección de trayecto. La capacidad es independiente de la distribución por sentido del tráfico sobre la carretera, se exceptúa carreteras de dos carriles con longitudes extensas en donde la capacidad no será superior a 3,200 veh/h considerando las dos direcciones de recorrido. Para longitudes cortas de segmentos de dos carriles como pueden ser túneles o puentes una capacidad de 3,200 a 3,400 veh/h puede ser lograda para las dos direcciones (HCM2000).



2.4.3 Niveles de servicio (LOS).

Los niveles de servicio para carreteras Clase I son el resultado de una movilidad eficiente que se los mide en función del tiempo empleado en el seguimiento (% de tiempo en demora) y la velocidad media de recorrido (ATS). No ocurre así con las carreteras de dos carriles de Clase II ya que estas, los conductores soportan sin perturbaciones altos porcentajes de demora ya que las vías de Clase II generalmente sirven para distintos propósitos de viaje y recorridos cortos y su urgencia de movilidad no es tan crítica.

En los análisis para segmentos de carreteras de Clase I deben considerarse dos criterios, el de porcentaje de demora y el promedio de velocidad de recorrido (Tabla 2-3). Para las carreteras de Clase II solo se considera el porcentaje de tiempo gastado en seguimiento. Los criterios de nivel de servicio graficados en la Figura 2-3 aplican para todo tipo de dos carriles, incluyendo tramos largos de dos vías, tramos largos direccionales y rampas específicas con pendiente ascendente y descendente (HCM2000).

En las Tablas 2-3 y 2-4, aparecen las siguientes expresiones: Average Travel Speed (Velocidad promedio de viaje) y Percent Time-Spent Following (Porcentaje de tiempo gastado en seguimiento), o demora causada por vehículos más lentos en la corriente de flujo.

EXHIBIT 20-2. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I

LOS	Percent Time-Spent-Following	Average Travel Speed (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35–50	> 80–90
C	> 50–65	> 70–80
D	> 65–80	> 60–70
E	> 80	≤ 60

Note:

LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

Tabla 2-3. *Criterios de niveles de servicio (LOS) para carreteras de dos carriles en Clase I (HCM2000).*



EXHIBIT 20-4. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS II

LOS	Percent Time-Spent-Following
A	≤ 40
B	> 40–55
C	> 55–70
D	> 70–85
E	> 85

Note:
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

Tabla 2-4. Criterios de niveles de servicio (LOS) para carreteras de dos carriles en Clase II (HCM2000).

EXHIBIT 20-3. LOS CRITERIA (GRAPHICAL) FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I

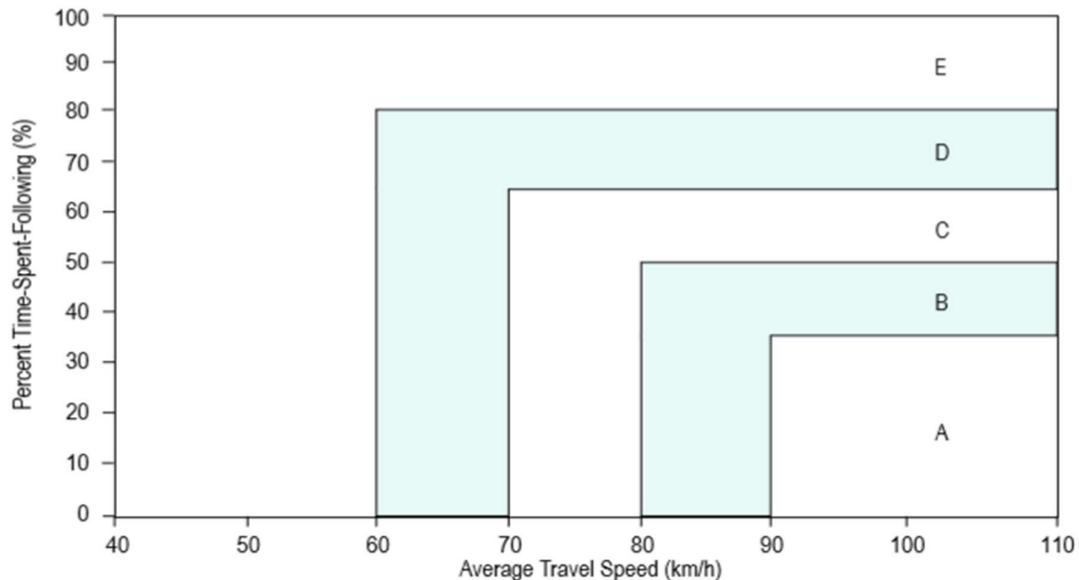


Figura 2-3. Criterios gráficos de niveles de servicio (LOS) para carreteras de dos carriles en Clase I (HCM2000).

2.4.4 Segmentos en dos sentidos.

La metodología para segmentos de dos sentidos estima medidas de operaciones de tráfico para segmentos definidos de carretera, considerando el tipo de terreno, el diseño geométrico, y las condiciones de tráfico. El terreno está clasificado en dos categorías, plano y ondulado. El terreno montañoso se describe en el análisis operacional de rampas específicas ascendentes y descendentes. La metodología aplica para secciones de carreteras de por lo menos de 3.0 km, los datos de tráfico necesarios para aplicar la metodología de segmentos de dos sentidos son



el volumen horario total, el factor de hora pico, y la distribución direccional del flujo de tráfico.

El factor de hora pico puede ser calculado partiendo de los datos de campo, o asumidos por defecto de la información constante en el capítulo 12 del HCM. Además de los datos antes indicados se requieren los porcentajes de vehículos pesados, buses o recreacionales (HCM2000).

2.4.4.1 Determinación de la velocidad de flujo libre (*FFS*).

Una clave en la valoración de los niveles de servicio de las carreteras de dos carriles es determinar la velocidad a flujo libre (*FFS*). La *FFS* es medida utilizando la velocidad promedio de tráfico bajo condiciones de flujo de hasta 200 vehículos/hora en los dos sentidos, si los volúmenes obtenidos en campo superan ese límite, debe realizarse un ajuste de volumen cuando se calcule la *FFS* (HCM2000).

La *FFS* puede ser valorada de dos formas, velocidad de flujo libre medida en campo y estimada. Puede utilizarse cualquier procedimiento de medición de campo ya sea manual o automáticamente, mediante el uso de dispositivos mecánicos a los que se les incorpora programas de monitoreo de velocidad. Las medidas de campo no son necesarias para un análisis operacional, además la *FFS* puede ser estimada por experticia del usuario basado en las condiciones y características de la carretera (HCM2000).

2.4.4.1.1 Velocidad a Flujo Libre Medida en Campo.

La *FFS* de una carretera puede ser determinada directamente mediante un estudio de velocidad conducido en el campo. No se requieren ajustes para los datos obtenidos. El estudio de velocidad debe ser realizado en un tramo representativo dentro del segmento de la carretera que está siendo analizado (HCM2000).

El estudio de campo debe ser realizado en periodos de baja circulación de tráfico y debe ser medida la velocidad de vehículos livianos que tengan flujo libre, y si hay vehículos en pelotón solo se mide al primero. La *FFS* puede ser calculada con base en los datos de campo como se muestra en la Ecuación 2-1 (HCM2000).



$$FFS = S_{FM} + 0.0125 \frac{V_f}{f_{HV}} \quad (2-1)$$

donde:

FFS = Velocidad a flujo libre estimada (km/h)

S_{FM} = Velocidad media del tráfico medición en campo (km/h)

V_f = Tasa de flujo observada en el periodo en que el dato del campo fue obtenido (veh/h), y

f_{HV} = Factor de ajuste de vehículo-pesado, determinado según ecuación 2-4.

2.4.4.1.2 Velocidad a Flujo Libre Estimada, FFS .

Para las carreteras de dos carriles es particularmente difícil la estimación de la velocidad de flujo libre debido a que existe un amplio rango de velocidades en los cuales se movilizan, generalmente de 70 a 110 km/h. Entonces para estimar una velocidad de flujo libre el punto de partida es una velocidad de flujo libre asumida o base ($BFFS$) la misma que debe reflejar las características geométricas y de tráfico de la vía, para asumir esta $BFFS$ sirven datos de carreteras similares, la velocidad límite permitida en la zona o incluso los conocimientos locales de las condiciones de operación.

Una vez que la $BFFS$ sea asumida, los ajustes pueden realizarse por la influencia del ancho del carril, ancho de berma, y densidad de punto de acceso. La FFS se estima usando la ecuación 2-2 (HCM2000).

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A \quad (2-2)$$

donde:

FFS = Velocidad a flujo libre estimada (km/h);

$BFFS$ = FFS base (km/h);

f_{LS} = Ajuste por ancho del carril y el ancho de berma, tabla 2-5 (EXHIBIT 20-5);

f_A = Ajuste por puntos de acceso, tabla 2-6 (EXHIBIT 20-6).

El primer ajuste a la FFS estimada, relaciona los efectos del carril y el ancho de la berma. Las condiciones bases para carretera de dos carriles requiere 3.6 m de ancho de carril y 1.8 m de ancho de berma. La Tabla 2-5 (EXHIBIT 20-5) indica los ajustes para la FFS estimada para carriles y bermas desde 2.7 m hasta mayores a 3.6 m (HCM2000).



EXHIBIT 20-5. ADJUSTMENT (f_{LS}) FOR LANE WIDTH AND SHOULDER WIDTH

Lane Width (m)	Reduction in FFS (km/h)			
	Shoulder Width (m)			
	$\geq 0.0 < 0.6$	$\geq 0.6 < 1.2$	$\geq 1.2 < 1.8$	≥ 1.8
$2.7 < 3.0$	10.3	7.7	5.6	3.5
$\geq 3.0 < 3.3$	8.5	5.9	3.8	1.7
$\geq 3.3 < 3.6$	7.5	4.9	2.8	0.7
≥ 3.6	6.8	4.2	2.1	0.0

Tabla 2-5. Ajuste por ancho de carril y ancho de berma (f_{LS}) (HCM2000).

La densidad de puntos de acceso por kilómetro se presenta en la Tabla 2-6. De la cual se deduce que en cerca de 0.4 km/h se ve disminuida la velocidad de flujo libre. Puntos de acceso sin significancia no deben ser incluidos.

EXHIBIT 20-6. ADJUSTMENT (f_A) FOR ACCESS-POINT DENSITY

Access Points per km	Reduction in FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

Tabla 2-6. Ajuste por densidad de puntos de acceso (f_A) (HCM2000).

Cuando la carretera no ha sido construida todavía, pueden usarse las pautas dadas en el capítulo 12 del HCM. Los datos para la relación de *FFS* incluyen tanto a viajeros frecuentes y viajeros no frecuentes. Se espera que conductores frecuentes puedan usar una carretera más eficientemente que los usuarios recreacionales y otros conductores ocasionales. Si el efecto de una población de conductores es considerable, la *FFS* debe ser medida en el campo (HCM2000).

2.4.4.2 Determinación de la demanda de tasa de flujo (V_p).

Se determinación del volumen de demanda horaria, implica realizar algunos ajustes, si estos se basan en conteos de tráfico o en estimaciones, la tasa de flujo de vehículos livianos equivalente se usa en los análisis de niveles de servicio. Estos ajustes son el factor de hora



pico (PHF), el factor de ajuste por pendiente (f_G), el factor de ajuste de vehículo-pesado (f_{HV}). Estos ajustes se deben aplicar de acuerdo a la ecuación 2-3 (HCM2000).

$$V_p = \frac{V}{PHF * f_G * f_{HV}} \quad (2-3)$$

donde:

V_p = Tasa de flujo equivalente en vehículos livianos para el periodo pico de 15 min (veh/h),

V = Demanda de volumen para una hora pico completa (veh/H),

PHF = Factor de hora pico,

f_G = Factor de ajuste por pendiente, y

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados

2.4.4.2.1 Factor de Hora Pico (PHF).

Indica la variación en el flujo de tráfico en el lapso de una hora. El análisis de carreteras de dos carriles se fundamenta en los volúmenes de demanda para un pico de un periodo de 15 min dentro de la hora pico. Para análisis operacional, los volúmenes de demanda de hora completa deben ser convertidos a tasa de flujo con base en el periodo pico de 15 min, aplicando la ecuación 2-3 (HCM2000).

2.4.4.2.2 Factor de ajuste por pendiente (f_G).

El f_G tiene en cuenta el efecto del terreno sobre las velocidades de los vehículos y el porcentaje de tiempo de seguimiento (demora), aún si no hay vehículos pesados presentes. Los valores del f_G son listados en la tabla 2-7 (EXHIBIT 20-7) para un estimativo de velocidades de recorrido promedio y en el tabla 2-8 (EXHIBIT 20-8) para estimativos de porcentaje de tiempo de seguimiento (demora en tiempo) (HCM2000).



EXHIBIT 20-7. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f_G) TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.71
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.93
> 1200	> 600	1.00	0.99

Tabla 2-7. Factor de ajuste por pendiente (f_G) para establecer velocidades en tramos de dos vías y tramos direccionales (HCM2000).

EXHIBIT 20-8. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f_G) TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.77
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

Tabla 2-8. Factor de ajuste por pendiente (f_G) para determinar tiempo en seguimiento (demora) para segmentos de dos vías y segmentos direccionales (HCM2000).

2.4.4.2.3 Ajuste por vehículos pesados (f_{HV})

La velocidad de flujo libre se ve afectada por la presencia de vehículos pesados en la corriente de tráfico, recordemos que una de las condiciones ideales para los análisis es que únicamente los vehículos ligeros se hallan en la vía, como esto no ocurre, se debe hacer una corrección a la velocidad de flujo libre debida a vehículos pesados entre los cuales se encuentran los camiones y buses, el ajuste se lo hace determinando los vehículos equivalentes para camiones(ET) y para vehículos recreacionales en nuestro caso buses (ER) para las condiciones actuales de operación. Luego usando estos valores el factor de ajuste debe ser calculado para obtener el volumen de los vehículos pesados en la corriente de tráfico transformado a vehículos equivalentes.

Los vehículos equivalentes para segmentos extendidos de dos sentidos, son evaluados usando la Tabla 2-9 (EXHIBIT 20-9), use la Tabla 2-10 (EXHIBIT 20-10) para evaluar los



vehículos equivalentes para camiones y buses para determinar el porcentaje de tiempo de seguimiento en vías de dos carriles y segmentos direccionales.

EXHIBIT 20-9. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVS TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, E_T	0-600	0-300	1.7	2.5
	> 600-1,200	> 300-600	1.2	1.9
	> 1,200	> 600	1.1	1.5
RVs, E_R	0-600	0-300	1.0	1.1
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.1
	> 1,200	> 600	1.0	1.1

Tabla 2-9. Vehículos livianos equivalentes para camiones y buses para determinar velocidades en tramos de dos vías y segmentos direccionales (HCM2000).

EXHIBIT 20-10. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVS TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, E_T	0-600	0-300	1.1	1.8
	> 600-1,200	> 300-600	1.1	1.5
	> 1,200	> 600	1.0	1.0
RVs, E_R	0-600	0-300	1.0	1.0
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.0
	> 1,200	> 600	1.0	1.0

Tabla 2-10. Vehículos livianos equivalentes para camiones y buses en la determinación de tiempos de seguimiento (demoras) en segmentos de dos vías y segmentos direccionales (HCM2000).

Los terrenos de dos sentidos y de larga longitud deben ser categorizados como plano u ondulado (HCM2000).

Terreno plano

Todo terreno que no tenga más allá de un 3% de pendientes con una combinación de alineamientos horizontales y verticales, de tal manera que permiten a los vehículos pesados mantener aproximadamente la misma velocidad que un vehículo liviano (HCM2000).



Terreno Ondulado

Se cataloga como terrenos ondulados a aquellos que tiene una pendiente de no más de cuatro por ciento con alineamientos horizontales y verticales en los cuales no se producen disminuciones significativas de la velocidad de los vehículos pesados. Los segmentos con longitudes considerables y con pendiente superior a cuatro por ciento se analizarán con procedimientos de segmentos direccionales con pendiente específica (HCM2000).

Factor de ajuste de vehículos pesados

Una vez que los valores de E_T y E_R hayan sido determinados, el ajuste del factor para vehículos pesados se calcula usando la ecuación 2-4.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (2-4)$$

donde:

P_T = Proporción de camiones en la corriente de tráfico, expresada en decimal;

P_R = Proporción de RVs en la corriente de tráfico, expresada en decimal;

E_T = Vehículos equivalentes para camiones, obtenido de la tabla 2-9 (EXHIBIT 20-9) o tabla 2-10 (EXHIBIT 20-10); y

E_R = Vehículos equivalentes para (RVs), obtenido de la tabla 2-9 (EXHIBIT 20-9) o tabla 2-10 (EXHIBIT -20-10).

2.4.4.3 Determinación de la velocidad promedio de recorrido (ATS).

La ecuación 2-5 se usa para evaluar la velocidad promedio de recorrido, intervienen la velocidad de flujo libre, la demanda de tasa de flujo y el factor por zonas de no rebase.

$$ATS = FFS - 0.0125Vp - fnp \quad (2-5)$$

donde:

ATS = Velocidad promedio de recorrido para ambas direcciones de trayecto combinado (km/h)

fnp = Porcentaje de ajuste para las zonas de no adelantamiento (ver tabla 2-11)



(EXHIBIT 20-11), y

V_p = La tasa de flujo de equivalencia de vehículo liviano para un periodo pico de 15 min (veh/h).

Una de las dos expresiones para la velocidad de flujo libre dadas en las ecuaciones 2-1 o 2-2 se debe usar, el factor de ajuste (f_{np}) para ATS por zonas de no rebase se lista en Tabla 2-11, es evidente deducir que para un flujo máximo de 400 veh/h y para un impedimento del 100% de rebase, se produce un máximo de reducción de velocidad de 7.3 km/h y disminuye para valores por arriba y por debajo de la capacidad indicada.

EXHIBIT 20-11. ADJUSTMENT (f_{np}) FOR EFFECT OF NO-PASSING ZONES ON AVERAGE TRAVEL SPEED ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Demand Flow Rate, v_p (pc/h)	Reduction in Average Travel Speed (km/h)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	1.0	2.3	3.8	4.2	5.6
400	0.0	2.7	4.3	5.7	6.3	7.3
600	0.0	2.5	3.8	4.9	5.5	6.2
800	0.0	2.2	3.1	3.9	4.3	4.9
1000	0.0	1.8	2.5	3.2	3.6	4.2
1200	0.0	1.3	2.0	2.6	3.0	3.4
1400	0.0	0.9	1.4	1.9	2.3	2.7
1600	0.0	0.9	1.3	1.7	2.1	2.4
1800	0.0	0.8	1.1	1.6	1.8	2.1
2000	0.0	0.8	1.0	1.4	1.6	1.8
2200	0.0	0.8	1.0	1.4	1.5	1.7
2400	0.0	0.8	1.0	1.3	1.5	1.7
2600	0.0	0.8	1.0	1.3	1.4	1.6
2800	0.0	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4
3000	0.0	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
3200	0.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1

Tabla 2-11. Factor de ajuste (f_{np}) por efecto de las zonas de no rebase para velocidades promedio en tramos de dos vías (HCM2000).

2.4.4.4 Determinación del porcentaje de demora en tiempo (PTSF)

Para calcular el porcentaje de demora en tiempo de seguimiento (PTSF) se parte del establecimiento de un porcentaje de demora base (BPTSF) sumado al factor por el efecto combinado de la distribución direccional del tráfico y el porcentaje de zonas de no adelantamiento, para evaluar el (PTSF) se lo hace mediante la ecuación 2-6-

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np} \tag{2-6}$$



donde:

$PTSF$ = Porcentaje de demora en tiempo,

$BPTSF$ = $PTSF$ base para ambas direcciones de recorrido combinado (use la ecuación 2-7), y

$f_{d/np}$ = Ajuste para el efecto combinado de la distribución direccional del tráfico y el porcentaje de zonas de no adelantamiento dividido para el $PTSF$.

$$BPTSF = 100(1 - e^{-0.000879V_p}) \quad (2-7)$$

V_p = Tasa de flujo para vehículos equivalentes por periodo pico de 15 min.

El ajuste representativo del efecto combinado de la distribución direccional de tráfico y el porcentaje de zonas de no adelantamiento ($f_{d/np}$) es presentado en el Tabla 2-12.



EXHIBIT 20-12. ADJUSTMENT (f_{dnp}) FOR COMBINED EFFECT OF DIRECTIONAL DISTRIBUTION OF TRAFFIC AND PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Flow Rate, v_p (pc/h)	Increase in Percent Time-Spent-Following (%)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
Directional Split = 50/50						
≤ 200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Directional Split = 60/40						
≤ 200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.2	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.3
≥ 2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Directional Split = 70/30						
≤ 200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥ 2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Directional Split = 80/20						
≤ 200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥ 2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Directional Split = 90/10						
≤ 200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥ 1400	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7

Tabla 2-12 Factor de ajuste (f_{dnp}) por el efecto combinado de la distribución de tráfico y el porcentaje de zonas de no adelantamiento en el porcentaje de demora en tiempo en segmentos de dos sentidos (HCM2000).

2.4.4.5 Determinación de los niveles de servicio (LOS)

Siendo la capacidad máxima para carretera de dos carriles 3,200 veh/h en ambas sentidos, se debe comparar este valor con la tasa de flujo equivalente para poder definir el nivel de



servicio, si este es mayor a ese límite, entonces estamos con una vía sobresaturada y su nivel correspondería al F.

Por otro lado se debe comparar si la demanda de la tasa de flujo en cada dirección del recorrido determinada mediante la tasa de flujo de dos sentidos y por cada sentido es mayor que 1,700 veh/h, entonces la carretera está sobresaturada y el nivel de servicio es F (HCM2000).

Los segmentos de Clase I que tienen una demanda inferior a su capacidad, el nivel de servicio cae sobre algún punto localizado en la Figura 2-4 (EXHIBIT 20-3) corresponde al porcentaje de tiempo de demora (*PTSF*) y la velocidad promedio de recorrido para las dos direcciones del trayecto combinado (*ATS*).

En los casos de carreteras de Clase II que tengan una demanda menor que su capacidad, el nivel de servicio se determinará comparando el (*PTSF*) con el criterio de la Tabla 2-4. El análisis debe incluir los niveles de servicio y los valores estimados de *PTSF* y la *ATS*.

2.4.4.6 Otras medidas de tráfico

La relación volumen a capacidad (v/c) para un segmento extendido de dos sentidos puede ser calculada usando la ecuación 2-8

$$v/c = Vp/c \tag{2-8}$$

donde:

v/c = Ratio de volumen a capacidad

c = Capacidad de segmento de dos sentidos, normalmente 3,200 (veh/h) para segmentos de dos sentidos y 1,700 para segmento unidireccional; y

Vp = Tasa de flujo en vehículos equivalentes para periodo pico de 15 min (veh/h).

El total de recorrido sobre un segmento extendido de dos sentidos, durante el periodo pico de 15 minutos, es calculado usando la ecuación 2-9.



$$VkmT15 = 0.25 \left(\frac{V}{PHF} \right) Lt \quad (2-9)$$

donde:

$VkmT15$ = Total del recorrido sobre el segmento analizado durante un periodo pico de 15min (veh-km), y

Lt = La longitud total del segmento analizado (km).

El total del recorrido sobre el segmento de dos sentidos durante la hora pico es calculado usando la ecuación 2-10.

$$VkmT60 = V * Lt \quad (2-10)$$

donde:

$VkmT60$ = Recorrido total sobre el segmento analizado durante la hora pico (veh-km).

La ecuación 2-11 puede ser usada para calcular el total del tiempo de recorrido durante el periodo pico de 15 min. Utilizando las ecuaciones 2-5 y 2-9.

$$TT15 = \left(\frac{Vkm15}{ATS} \right) \quad (2-11)$$

donde:

$TT15$ = Tiempo total de viaje para todos los vehículos en el segmento analizado durante el período pico de 15 min (veh-h).

2.4.5 Segmentos direccionales.

Se establecen tres tipos de segmentos direccionales: segmento direccionales extendidos, rampa específica de ascenso y rampa específica de descenso. El método para segmentos direccionales es análogo al método de segmentos de dos sentidos, con la salvedad que esta estima la realización de medidas de tráfico y los niveles de servicio para una dirección de recorrido a la vez. La valoración operacional de una dirección de recorrido sobre una carretera de dos carriles necesariamente considera el volumen de tráfico opuesto. Se produce un efecto



importante entre los dos sentidos de recorridos sobre una carretera de dos carriles, debido a que las oportunidades de rebase son escasas y como consecuencia disminuyen el incremento del tráfico opuesto.

Al analizar segmento direccionales, la metodología aplica tanto para terreno plano y ondulado, la longitud en la cual se aplica es hasta de 3.0 km de carretera. Pendientes de 3% o más y al por lo menos 1.0 km de largo se discutirá por los procedimientos de rampas específicas de ascenso o descensos.

Los terrenos montañosos son discutidos a través de los análisis de ascenso y descenso individuales. Las rampas específicas de ascenso y descenso tienen procedimientos que difieren del análisis para segmentos extendidos, específicamente por los efectos que conllevan los vehículos pesados (HCM2000).

2.4.5.1 Determinación de la *FFS*.

Lo primero en el análisis de un segmento direccional es determinar la *FFS*. Cualquier método que se use deberá ser aplicado básicamente en una dirección y no para las dos combinadas. Si la *FFS* para una dirección particular de recorrido es determinada en el campo, ésta debe estar bajo condiciones de flujo descendente en cada una de las direcciones.

2.4.5.2 Determinación de la demanda de tasa de flujo.

La demanda de tasa de flujo para un período pico de 15 minutos en la dirección analizada, se determina con la ecuación 2-12.

$$Vd = \frac{V}{PHF * f_G * f_{HV}} \quad (2-12)$$

donde:

Vd = Tasa de flujo de vehículos equivalentes para el periodo pico de 15 min en la dirección analizada (veh/h),

V = Volumen de demanda para una hora pico completa en la dirección analizada (veh/h),

PHF = Factor de hora pico,



f_G = Factor de ajuste por pendiente, y

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados

Los factores que intervienen en la demanda de tas de flujo son el factor de hora pico, la composición del tráfico, el tipo de terreno referido a la pendiente específica de viaje, al igual que los procedimientos de segmentos extendidos, los valores de Vd se usan para valorar la velocidad promedio de recorrido y el porcentaje de tiempo empleado en seguimiento, debido a que el factor por vehículos pesados puede diferir para estas aplicaciones. La tasa de flujo de demanda opuesta se calcula con la ecuación 2-13.

$$v_o = \frac{V_o}{PHF * f_G * f_{HV}} \quad (2-13)$$

donde:

v_o = Tasa de flujo de vehículos equivalentes para el periodo pico de 15 min
en la dirección opuesta de viaje (veh/h),

V_o = Volumen de demanda para una hora pico completa en la dirección opuesta
de viaje (veh/h),

Los valores de la PHF y f_{HV} , usados en la ecuación 2-13 también se deben aplicar en el sentido opuesto de viaje.

2.4.5.2.1 Factor de hora pico PHF .

Tanto en el análisis de los segmentos direccionales como en los de una sola dirección se deben aplicar el mismo factor de hora pico. En lo posible para la determinación del factor de hora pico es recomendable que se lo haga mediante observaciones de campo o en su defecto deben usarse los valores que recomienda el HCM2000, los cuales están entre 0.75 y 0.95, considerar que los valores altos ocurren generalmente a medida que la capacidad se aproxima a la demanda. En ausencia de datos locales se recomienda usar 0.88 para carreteras en áreas rurales y 0.92 para áreas urbanas.



2.4.5.2.2 Ajustes por pendiente y vehículos pesados (f_{HV}).

El equivalente de vehículo para camiones (E_T) y buses (E_R) son determinados y usados juntos con las proporciones de los camiones y buses en la ecuación 2-4. Los valores de E_T y E_R para segmentos direccionales extendidos en vías a nivel o en terreno ondulado son determinados en las Tablas 20-9 y 20-10, basados sobre la metodología para segmentos de dos sentidos. Para segmentos direccionales, el valor del factor de ajuste de pendiente f_G , es dado en las tablas 2-7 y 2-8 (HCM2000).

Particulares segmentos con ascenso de 3% o más en una longitud de 0.4 km o más, puede ser analizado como una rampa de ascenso específico; los ascenso de 3% o más y una longitud de 1.0 km o más debe ser analizado como una rampa de ascenso específico. Incluye todos los ascensos en tramos direccionales en terrenos montañosos.

Los valores del factor de ajuste por pendiente f_G , usados para estimar la velocidad promedio del recorrido para ascensos específicos, se presentan en la Tabla 2-13.



EXHIBIT 20-13. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f_G) FOR ESTIMATING AVERAGE TRAVEL SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Grade Adjustment Factor, f_G		
		Range of Directional Flow Rates v_d (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
$\geq 3.0 < 3.5$	0.4	0.81	1.00	1.00
	0.8	0.79	1.00	1.00
	1.2	0.77	1.00	1.00
	1.6	0.76	1.00	1.00
	2.4	0.75	0.99	1.00
	3.2	0.75	0.97	1.00
	4.8	0.75	0.95	0.97
	≥ 6.4	0.75	0.94	0.95
$\geq 3.5 < 4.5$	0.4	0.79	1.00	1.00
	0.8	0.76	1.00	1.00
	1.2	0.72	1.00	1.00
	1.6	0.69	0.93	1.00
	2.4	0.68	0.92	1.00
	3.2	0.66	0.91	1.00
	4.8	0.65	0.91	0.96
	≥ 6.4	0.65	0.90	0.96
$\geq 4.5 < 5.5$	0.4	0.75	1.00	1.00
	0.8	0.65	0.93	1.00
	1.2	0.60	0.89	1.00
	1.6	0.59	0.89	1.00
	2.4	0.57	0.86	0.99
	3.2	0.56	0.85	0.98
	4.8	0.56	0.84	0.97
	≥ 6.4	0.55	0.82	0.93
$\geq 5.5 < 6.5$	0.4	0.63	0.91	1.00
	0.8	0.57	0.85	0.99
	1.2	0.52	0.83	0.97
	1.6	0.51	0.79	0.97
	2.4	0.49	0.78	0.95
	3.2	0.48	0.78	0.94
	4.8	0.46	0.76	0.93
	≥ 6.4	0.45	0.76	0.93
≥ 6.5	0.4	0.59	0.86	0.98
	0.8	0.48	0.76	0.94
	1.2	0.44	0.74	0.91
	1.6	0.41	0.70	0.91
	2.4	0.40	0.67	0.91
	3.2	0.39	0.67	0.89
	4.8	0.39	0.66	0.88
	≥ 6.4	0.38	0.66	0.87

Tabla 2-12. Factor de ajuste debido a pendiente para estimar velocidades promedio de viaje en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).

El factor f_G para estimar del porcentaje de demora en tiempo sobre ascensos específicos es presentado en la tabla 2-14. El factor de ajuste por pendiente interviene en el efecto de la pendiente sobre la velocidad promedio de recorrido y el porcentaje de demora del tráfico compuesto en su totalidad por vehículos livianos (HCM2000).



EXHIBIT 20-14. GRADE ADJUSTMENT FACTOR (f_G) FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Grade Adjustment Factor, f_G		
		Range of Directional Flow Rates, v_d (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
$\geq 3.0 < 3.5$	0.4	1.00	0.92	0.92
	0.8	1.00	0.93	0.93
	1.2	1.00	0.93	0.93
	1.6	1.00	0.93	0.93
	2.4	1.00	0.94	0.94
	3.2	1.00	0.95	0.95
	4.8	1.00	0.97	0.96
	≥ 6.4	1.00	1.00	0.97
$\geq 3.5 < 4.5$	0.4	1.00	0.94	0.92
	0.8	1.00	0.97	0.96
	1.2	1.00	0.97	0.96
	1.6	1.00	0.97	0.97
	2.4	1.00	0.97	0.97
	3.2	1.00	0.98	0.98
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00
$\geq 4.5 < 5.5$	0.4	1.00	1.00	0.97
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00
$\geq 5.5 < 6.5$	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00
≥ 6.5	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥ 6.4	1.00	1.00	1.00

Tabla 2-13. Factor de ajuste debido a pendiente para valorar el porcentaje de tiempo de persecución en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).

Los vehículos equivalentes para camiones (E_T) se usan en estimaciones de la velocidad promedio de recorrido, el porcentaje de demora en tiempo son presentados en las Tablas 2-15 y 2-16 respectivamente. Estos factores cuentan para el efecto de camiones sobre la velocidad promedio de recorrido y para el porcentaje de tiempo en seguimiento en los ascensos



específicos, sobre y por debajo del efecto de la pendiente de los vehículos livianos (HCM2000).

EXHIBIT 20-15. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS FOR ESTIMATING AVERAGE SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for Trucks, E_T		
		Range of Directional Flow Rates, v_d (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	2.5	1.9	1.5
	0.8	3.5	2.8	2.3
	1.2	4.5	3.9	2.9
	1.6	5.1	4.6	3.5
	2.4	6.1	5.5	4.1
	3.2	7.1	5.9	4.7
	4.8	8.2	6.7	5.3
	≥ 6.4	9.1	7.5	5.7
≥ 3.5 < 4.5	0.4	3.6	2.4	1.9
	0.8	5.4	4.6	3.4
	1.2	6.4	6.6	4.6
	1.6	7.7	6.9	5.9
	2.4	9.4	8.3	7.1
	3.2	10.2	9.6	8.1
	4.8	11.3	11.0	8.9
	≥ 6.4	12.3	11.9	9.7
≥ 4.5 < 5.5	0.4	4.2	3.7	2.6
	0.8	6.0	6.0	5.1
	1.2	7.5	7.5	7.5
	1.6	9.2	9.0	8.9
	2.4	10.6	10.5	10.3
	3.2	11.8	11.7	11.3
	4.8	13.7	13.5	12.4
	≥ 6.4	15.3	15.0	12.5
≥ 5.5 < 6.5	0.4	4.7	4.1	3.5
	0.8	7.2	7.2	7.2
	1.2	9.1	9.1	9.1
	1.6	10.3	10.3	10.2
	2.4	11.9	11.8	11.7
	3.2	12.8	12.7	12.6
	4.8	14.4	14.3	14.2
	≥ 6.4	15.4	15.2	15.0
≥ 6.5	0.4	5.1	4.8	4.6
	0.8	7.8	7.8	7.8
	1.2	9.8	9.8	9.8
	1.6	10.4	10.4	10.3
	2.4	12.0	11.9	11.8
	3.2	12.9	12.8	12.7
	4.8	14.5	14.4	14.3
	≥ 6.4	15.4	15.3	15.2

Tabla 2-14. Vehículos equivalentes para camiones, para estimar la velocidad promedio de viaje en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).

La Tabla 2-17 presenta los vehículos equivalentes (E_R) para RVs (buses) por estimación promedio de la velocidad del trayecto sobre una rampa de ascenso específico. Para estimación



del porcentaje de tiempo de seguimiento sobre pendientes específicas, E_R es siempre 1.0 como se aprecia en la tabla 2-16 (HCM2000).

EXHIBIT 20-16. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for Trucks, E_T			RVs, E_R
		Range of Directional Flow Rates, v_d (pc/h)			
		0-300	> 300-600	> 600	
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.4	1.0	1.0	1.0
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.7	1.1	1.2	1.0
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.2	1.2	1.0
	3.2	1.6	1.3	1.5	1.0
	≥ 6.4	2.3	1.9	1.7	1.0
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.2	1.2	1.0
	2.4	1.5	1.6	1.6	1.0
	3.2	1.9	1.9	1.8	1.0
	≥ 6.4	3.3	2.5	2.0	1.0
≥ 6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.3	1.0
	1.6	1.3	1.4	1.6	1.0
	2.4	2.1	2.0	2.0	1.0
	3.2	2.8	2.5	2.1	1.0
	≥ 6.4	4.0	3.1	2.2	1.0

Tabla 2-15. Vehículos equivalentes para camiones y vehículos recreacionales para estimar el porcentaje de tiempo de seguimiento en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).



EXHIBIT 20-17. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR RVS FOR ESTIMATING AVERAGE TRAVEL SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for RVs, E_R		
		Range of Directional Flow Rates, v_d (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.1	1.0	1.0
	0.8	1.2	1.0	1.0
	1.2	1.2	1.0	1.0
	1.6	1.3	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	4.8	1.5	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.3	1.0	1.0
	0.8	1.3	1.0	1.0
	1.2	1.3	1.0	1.0
	1.6	1.4	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	4.8	1.4	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.5	1.0	1.0
	2.4	1.5	1.0	1.0
	3.2	1.5	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.0	1.0
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.2	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.5	1.2
≥ 6.5	0.4	1.6	1.0	1.0
	0.8	1.6	1.0	1.0
	1.2	1.6	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.3	1.3
	≥ 6.4	1.6	1.5	1.4

Tabla 2-16. Vehículos equivalentes para vehículos recreacionales (buses) (RVs) para estimar la velocidad promedio de viaje en pendientes específicas ascendentes (HCM2000).

Un tramo particular a ser analizado y con un 3% o más de longitud de 1.0 km será analizado como un segmento específico, incluye segmentos direccionales en terrenos montañosos.



Para la mayoría de los descensos específicos, el factor de ajuste por pendiente f_G es 1.0, y el factor de ajuste de vehículos pesados f_{HV} es determinado con el factor equivalente de vehículo liviano mostrado en las tablas 2-9 y 2-10. Si los tramos de descenso son lo suficientemente largos, impide que otros vehículos avancen y por consiguiente aumentan el porcentaje de tiempo de seguimiento, y disminuye el promedio de velocidad de recorrido.

El factor de ajuste de vehículos pesados f_{HV} , usado para determinar la velocidad promedio de recorrido, deberá ser analizado usando la ecuación 2-14 en lugar de la ecuación 2-4.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{TC} * P_T (E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC}) P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} \quad (2-14)$$

dónde:

P_{TC} = Proporción (expresada como decimal) de todos los camiones en la corriente de tráfico usando velocidades a marcha lenta sobre los descensos específicos,

E_{TC} = Vehículos livianos equivalentes para camiones usando velocidades de marcha lenta, dados en la tabla 2-18.

P_T = Proporción de camiones en la corriente de tráfico, expresada en decimal;

P_R = Proporción de RVs (buses) en la corriente de tráfico, expresada en decimal;

E_T = Vehículos equivalentes para camiones, obtenido de la tabla 2-9 o tabla 2-10; y

E_R = Vehículos equivalentes para RVs (buses) obtenido de la tabla 2-9 o tabla 2-10.

EXHIBIT 20-18. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR ESTIMATING THE EFFECT ON AVERAGE TRAVEL SPEED OF TRUCKS THAT OPERATE AT CRAWL SPEEDS ON LONG STEEP DOWNGRADES

Difference Between FFS and Truck Crawl Speed (km/h)	Passenger-Car Equivalent for Trucks at Crawl Speeds, E_{TC}		
	Range of Directional Flow Rates, v_g (pc/h)		
	0-300	> 300-600	> 600
≤ 20	4.4	2.8	1.4
40	14.3	9.6	5.7
≥ 60	34.1	23.1	13.0

Tabla 2-17. Vehículos equivalentes para estimar el efecto de camiones que operan a una velocidad muy lenta en un tramo largo de descenso (HCM2000).



2.4.5.2.3 Cálculos Iterativos.

Igual que el procedimiento de segmentos de dos sentidos, las ecuaciones 2-12 y 2-13 deben ser aplicadas iterativamente en algunas situaciones para determinar valores apropiados de V_d y V_o . Este proceso iterativo para segmentos direccionales es análogo para los segmentos de dos sentidos, pero con las siguientes diferencias:

- Por segmentos extendidos en terreno plano y ondulado y para descensos específicos, la tasa de flujo direccional dada en la tabla 2-7 hasta la Tabla 2-10 debe ser usada en lugar de la tasa en dos sentidos;
- Para ascensos específicos debe usarse la tabla 2-13 hasta la tabla 2-17 en lugar de la tabla 2-7 a la tabla 2-10; y
- Para descensos específicos que incluyen algunos camiones que viajan a velocidades muy bajas, se debe usar la ecuación 2-14 en lugar de la ecuación 2-4.

2.4.5.3 Determinación de la velocidad promedio de recorrido (ATS_d).

La velocidad promedio de recorrido es estimada desde la velocidad a flujo libre, la demanda de tasa de flujo, la tasa de flujo opuesto, y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección del análisis. La velocidad promedio del recorrido entonces es valorada usando la ecuación 2-15.

$$ATS_d = FFS_d - 0.0125(V_d + V_o) - f_{np} \quad (2-15)$$

donde:

ATS_d = Velocidad promedio de recorrido en la dirección de análisis (km/h),

FFS_d = Velocidad flujo libre en la dirección de análisis (km/h),

V_d = Tasa de flujo equivalente a vehículos livianos para un periodo pico de 15 minutos en la dirección de análisis (veh/h)

V_o = Tasa de flujo equivalente para vehículo liviano para un periodo pico de 15 minutos en la dirección opuesta (veh/h), determinada de la ecuación 2-13; y,

f_{np} = Ajuste a la velocidad promedio de viaje por porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis (tabla 2-19).



El término que contiene V_d y V_o en la ecuación 2-15 representa la relación entre la velocidad promedio de recorrido y la tasa de flujo en la dirección analizada y en la opuesta. El ajuste f_{np} cuenta para el efecto de porcentaje de las zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis. (HCM2000).

EXHIBIT 20-19. ADJUSTMENT (f_{np}) TO AVERAGE TRAVEL SPEED FOR PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES IN DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, v_o (pc/h)	No-Passing Zones (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤ 100	1.7	3.5	4.5	4.8	5.0
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	2.0	2.2	2.4
1000	1.0	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	4.0	4.5	4.7
200	3.0	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	3.0	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	1.0	1.3	1.3	1.4
≥ 1600	0.8	1.0	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	3.0	3.8	4.3	4.5
600	1.4	1.8	2.5	2.9	3.1
800	0.8	1.1	1.7	2.0	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
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	1.0	1.5	2.3	2.8	3.0
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	1.0	1.1	1.3
≥ 1600	0.6	0.7	0.8	0.8	1.0
FFS = 70 km/h					
≤ 100	0.1	0.6	2.7	3.6	3.8
200	1.5	2.6	5.0	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	2.0
1000	0.5	0.5	1.0	1.3	1.8
1200	0.5	0.5	1.0	1.2	1.6
1400	0.5	0.5	1.0	1.0	1.2
≥ 1600	0.5	0.5	0.7	0.7	0.9

Tabla 2-18. Ajuste a la velocidad promedio de viaje por porcentaje de zonas de no adelantamiento en segmentos direccionales (HCM2000).



2.4.5.4 Determinación del Porcentaje de demora en tiempo ($PTSF_d$).

El porcentaje de demora en tiempo se valora partiendo la tasa de demanda de flujo, la tasa de flujo opuesto y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis. El porcentaje de demora en tiempo se calcula usando la ecuación 2-16 (HCM2000).

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np} \quad (2-16)$$

donde:

$PTSF_d$ = Porcentaje de demora en tiempo en la dirección de análisis,

$BPTSF_d$ = Porcentaje de demora en tiempo base en la dirección analizada, y

f_{np} = Ajuste al porcentaje de tiempo de seguimiento por zonas de no rebase en tramos direccionales (tabla 2-20).

El $PTSF_d$ para condiciones base, bajo volumen de tráfico actual en la dirección analizada en la ecuación 2-16 es estimado utilizando la ecuación 2-17.

$$BPTSF_d = 100 \left(1 - e^{-av_d^b} \right) \quad (2-17)$$

Los valores de los coeficientes a y b de la ecuación 2-17 están en la Tabla 2-21 y corresponden a la tasa de flujo en la dirección opuesta del recorrido. El ajuste f_{np} en la ecuación 2-16 interviene en la determinación del efecto del porcentaje de zonas de no adelantamiento en la dirección de análisis (HCM2000).



EXHIBIT 20-20. ADJUSTMENT (f_{np}) TO PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING FOR PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES IN DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, v_o (pc/h)	No-Passing Zones (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤ 100	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
200	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
400	9.0	12.3	14.1	14.4	15.4
600	5.3	7.7	9.2	9.7	10.4
800	3.0	4.6	5.7	6.2	6.7
1000	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
1200	1.3	2.0	2.6	2.9	3.1
1400	0.9	1.4	1.7	1.9	2.1
≥ 1600	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
FFS = 100 km/h					
≤ 100	8.4	14.9	20.9	22.8	26.6
200	11.5	18.2	24.1	26.2	29.7
400	8.6	12.1	14.8	15.9	18.1
600	5.1	7.5	9.6	10.6	12.1
800	2.8	4.5	5.9	6.7	7.7
1000	1.6	2.8	3.7	4.3	4.9
1200	1.2	1.9	2.6	3.0	3.4
1400	0.8	1.3	1.7	2.0	2.3
≥ 1600	0.6	0.9	1.1	1.2	1.5
FFS = 90 km/h					
≤ 100	6.7	12.7	21.7	24.5	31.3
200	10.5	17.5	25.4	28.6	34.7
400	8.3	11.8	15.5	17.5	20.7
600	4.9	7.3	10.0	11.5	13.9
800	2.7	4.3	6.1	7.2	8.8
1000	1.5	2.7	3.8	4.5	5.4
1200	1.0	1.8	2.6	3.1	3.8
1400	0.7	1.2	1.7	2.0	2.4
≥ 1600	0.6	0.9	1.2	1.3	1.5
FFS = 80 km/h					
≤ 100	5.0	10.4	22.4	26.3	36.1
200	9.6	16.7	26.8	31.0	39.6
400	7.9	11.6	16.2	19.0	23.4
600	4.7	7.1	10.4	12.4	15.6
800	2.5	4.2	6.3	7.7	9.8
1000	1.3	2.6	3.8	4.7	5.9
1200	0.9	1.7	2.6	3.2	4.1
1400	0.6	1.1	1.7	2.1	2.6
≥ 1600	0.5	0.9	1.2	1.3	1.6
FFS = 70 km/h					
≤ 100	3.7	8.5	23.2	28.2	41.6
200	8.7	16.0	28.2	33.6	45.2
400	7.5	11.4	16.9	20.7	26.4
600	4.5	6.9	10.8	13.4	17.6
800	2.3	4.1	6.5	8.2	11.0
1000	1.2	2.5	3.8	4.9	6.4
1200	0.8	1.6	2.6	3.3	4.5
1400	0.5	1.0	1.7	2.2	2.8
≥ 1600	0.4	0.9	1.2	1.3	1.7

Tabla 2-19. Ajuste al porcentaje de tiempo de seguimiento por zonas de no adelantamiento en segmentos direccionales (HCM2000).



EXHIBIT 20-21. VALUES OF COEFFICIENTS USED IN ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING FOR DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, v_o (pc/h)	a	b
≤ 200	-0.013	0.668
400	-0.057	0.479
600	-0.100	0.413
800	-0.173	0.349
1000	-0.320	0.276
1200	-0.430	0.242
1400	-0.522	0.225
≥ 1600	-0.665	0.199

Tabla 2-20. Valores de coeficientes usados para estimar porcentaje de tiempo de demora para segmentos direccionales (HCM2000).

2.4.5.5 Determinación de los niveles de servicio (LOS).

Se debe empezar comparando la tasa de flujo de vehículos equivalentes (Vd) con la capacidad del carril que es de 1700 veh/h. Es obvio que al ser la tasa de flujo de vehículos equivalentes mayor al límite indicado, el nivel de servicio será F y se dice que el camino esta sobresaturado, a este nivel no se puede estimar la velocidad a flujo libre debido a que el comportamiento de los automotores es errático.

Para la determinación del nivel de servicio en una carretera de Clase I se utiliza el gráfico de la Figura 2-5, localizando el punto de cruce entre el porcentaje de demora y el promedio de velocidad de recorrido. Y para una carretera de Clase II con la demanda menor que la capacidad, el nivel de servicio es determinado al comparar el porcentaje direccional en tiempo de seguimiento

Para una carretera Clase I con demanda menor que la capacidad, el nivel de servicio es determinado por el punto de localización correspondiente para el porcentaje estimado de demora en tiempo y el promedio de velocidad de recorrido en la Figura 2-5. Para una carretera Clase II con la demanda menor que la capacidad, el nivel de servicios es determinado, comparando el porcentaje direccional de tiempo en seguimiento y el criterio mostrado en la tabla 2-4 (HCM2000).



2.5 ESTADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO - INDICE INTERNACIONAL DE RUGOSIDAD (IRI)

La condición de la superficie del pavimento es una de las características que tiene mayor repercusión en la sensación de confort y seguridad en los usuarios que circulan por una carretera. Tiene una gran influencia sobre aspectos funcionales, tales como el consumo de combustible o el desgaste de los neumáticos y otras partes del vehículo, sobre todo las relacionadas con la suspensión. Por otra parte, afecta a la comodidad del usuario y provoca fatiga durante la conducción. También repercute en el medio ambiente, por los ruidos producidos con el paso de los vehículos y afecta a los firmes por los impactos dinámicos que aparecen como consecuencia de una regularidad inadecuada.

Diferentes investigaciones realizadas revelan que los costos de operación de los vehículos dependen de la magnitud de las irregularidades superficiales del pavimento, afectando la velocidad de circulación, deterioro de los vehículos y el consumo de combustible (Badilla, et al., 2013)

De igual manera, la condición de la superficie de rodamiento influye directamente en los gastos de mantenimiento vial y además, es un indicador de una obra recién terminada y es usado como un índice de calidad para la recepción de obras.

Es posible encontrar investigaciones en las cuales se ha evaluado la influencia de valores iniciales de IRI con el comportamiento del pavimento a largo plazo. Estas demuestran que valores iniciales elevados de IRI ocasionan mayores deterioros en el tiempo, mayor costo de mantenimiento, una vida útil de servicio inadecuada y rehabilitaciones o reconstrucciones a temprana edad del pavimento. Aún solucionándose los deterioros iniciales, el pavimento siempre presentará fallas funcionales en el tiempo más graves que aquel pavimento que inició su vida útil con un valor de IRI menor (Badilla et al., 2013).

La condición de la superficie de rodamiento está representado por el **Índice Internacional de Rugosidad (IRI)**.



El IRI es un indicador estadístico de la irregularidad superficial del pavimento; representa la diferencia entre el perfil longitudinal teórico (recta o parábola continua perfecta, $IRI = 0$) y el perfil longitudinal real existente en el instante de la medida (LanammeUCR, 2013). Puede definirse como la suma de las irregularidades verticales (en valor absoluto) a lo largo de la zona de rodadura de un tramo homogéneo de carretera, dividida entre la longitud del mismo, generalmente expresado en m/km. Por lo tanto, la determinación del IRI no considera el perfil transversal, y si considera cualquier tipo de deterioro o singularidad (algún tipo de escalonamiento, baches, gran densidad de grietas y/o pérdida de áridos, entre otros) que afecten la medida del perfil longitudinal en las longitudes de onda entre 0.5 m y 50 m.

2.5.1 Escala IRI

El índice de rugosidad internacional surgió como una necesidad de unificar los criterios para medición de la regularidad superficial de las carreteras, constituyéndose hoy en día en uno de los parámetros de mayor aceptación y utilización en muchos países para medir el deterioro superficial de los pavimentos (Caro & Peña, 2012).

En la década de los ochenta el Banco Mundial fue el promotor de estandarizar el valor de la regularidad superficial (IRI), teniendo sus orígenes en el programa National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) basado en el modelo “Quarter Car” (Reporte 228 del NCHRP).

El sistema del Cuarto de Carro calcula la deflexión de la suspensión de un sistema mecánico simulado como una respuesta similar a la que tuviera el pasajero. Los desplazamientos de la suspensión del modelo son acumulados y divididos entre la distancia recorrida para dar el Índice Internacional de Rugosidad, en unidades de m/km, mm/m, etc. (Arriaga et al, 1998).

El modelo de Cuarto de Carro utilizado en el algoritmo del IRI debe su nombre a que implica la cuarta parte de un vehículo. El modelo se muestra en la Figura 2-4; que incluye una rueda representada por un resorte vertical, la masa del eje soportada por la llanta, un resorte de la suspensión, un amortiguador, y la masa del vehículo soportada por la suspensión de dicha rueda (Arriaga et al, 1998).

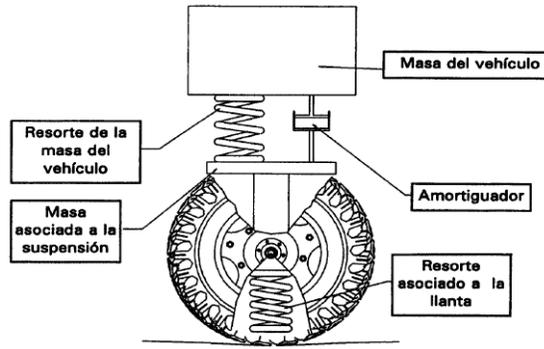


Figura 2-4. Representación gráfica del modelo "Cuarto de Carro" (Arriaga et al, 1998).

A partir del estudio realizado por el Banco Mundial, Tabla 2-21 se propuso una escala de medición de la regularidad superficial para diferentes tipos de vía

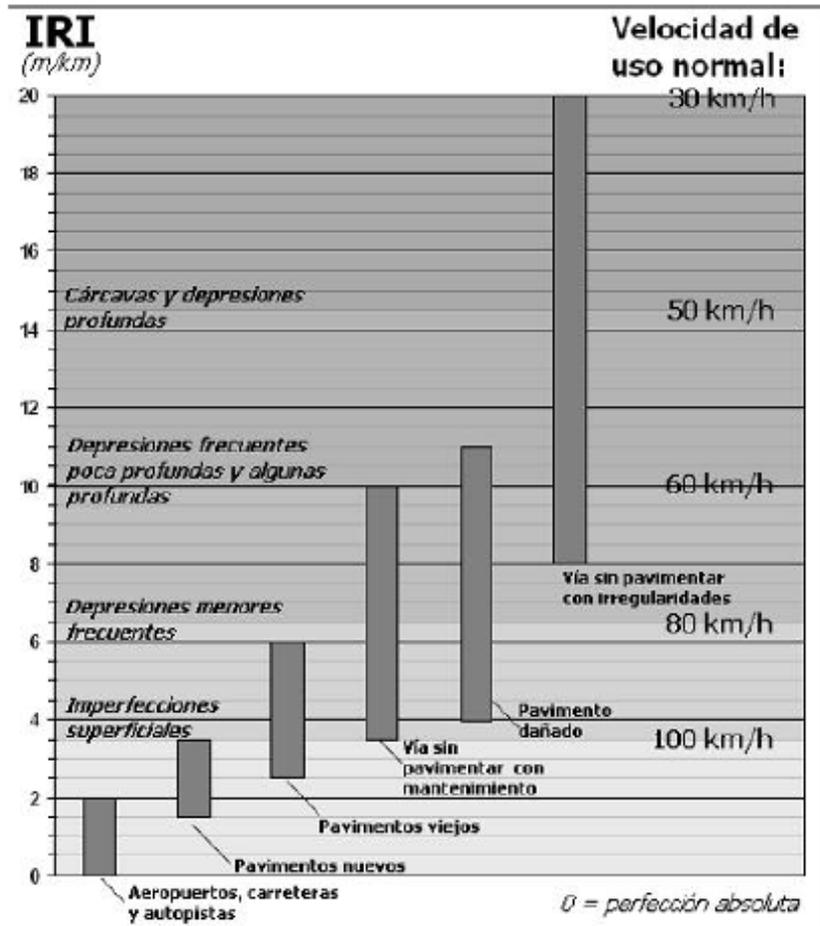


Tabla 2-21. Escala estándar empleada por el Banco Mundial para la cuantificación del IRI para diferentes tipos de vías (LanammeUCR, 2008).

Para caminos pavimentados el rango de la escala del IRI es de 0 a 12 m/km, donde 0 representa una superficie perfectamente uniforme y 12 un camino intransitable; para vías no pavimentadas la escala se extiende hasta el valor de 20. En la Tabla 2-22 se presentan algunas de las especificaciones del Índice de Regularidad Internacional, empleadas en otros países.

Lugar	Procedimiento general	Requerimientos de IRI según tipo de pavimento o superficie			
		Asfalto	Hidráulico	Tratamiento superficial	
Ministerio de Obras Públicas de Chile	IRI obtenido en 5 tramos consecutivos con un intervalo de medición de 200 m	Promedio de 5 tramos consecutivos ≤ 2.0 m/km Promedio individual ≤ 2.8 m/km		Promedio de 5 tramos consecutivos ≤ 3.0 m/km Promedio individual ≤ 4.0 m/km	
	Recepción de Obra Nueva				
	No se indica el intervalo de medición	IRI ≤ 1.5 m/km, en el 50% de los datos IRI ≤ 1.9 m/km, en el 85% de los datos IRI ≤ 2.3 m/km, en el 99% de los datos	IRI ≤ 2.0 m/km, en el 50% de los datos IRI ≤ 2.5 m/km, en el 85% de los datos IRI ≤ 2.8 m/km, en el 99% de los datos	IRI ≤ 2.4 m/km, en el 50% de los datos IRI ≤ 2.9 m/km, en el 85% de los datos IRI ≤ 3.4 m/km, en el 99% de los datos	
CR-2002	IRI obtenido en 5 tramos consecutivos con un intervalo de medición de 200 m	Promedio de 5 tramos consecutivos ≤ 2.0 m/km Promedio individual ≤ 3.0 m/km		—	
Ministerio de Fomento de España	IRI obtenido en tramos con un intervalo de medición de 100 m		IRI ≤ 1.5 m/km, en el 50% de los tramos del proyecto IRI ≤ 2.0 m/km, en el 80% de los tramos del proyecto IRI ≤ 2.5 m/km, en el 100% de los tramos del proyecto		
WisDOT, Wisconsin Estados Unidos	IRI obtenido en tramos de 1.609 km (1 milla)	IRI m/km	Tiempo	—	—
		< 1.1	Pev. Nuevo		
		< 1.17	1 Año		
		< 1.29	2 Años		
		< 1.33	3 Años		
		< 1.37	4 Años		
< 1.45	5 Años				
Suecia	IRI obtenido en tramos de 20 m IRI obtenido en tramos de 200 m		IRI ≤ 1.4 m/km IRI ≤ 2.4 m/km		—
Obras Públicas de El Salvador	Caminos Rurales				
	IRI obtenido en tramos de 100 m	IRI ≤ 3.0 m/km	—	—	—
	Vías Interurbana				
	IRI obtenido en tramos de 100 m	IRI ≤ 2.0 m/km	IRI ≤ 2.5 m/km	—	—
Quebec, Canadá	IRI obtenido en tramos de 100 m	IRI ≤ 1.2 m/km, en el 70% de los datos IRI ≤ 1.4 m/km, en el 100% de los datos	—	—	—
Eslovenia	Carreteras de alto tránsito				
	IRI obtenido en tramos de 20 m	2.0 \leq IRI \leq 2.6 m/km		—	—
	IRI obtenido en tramos de 100 m	1.2 \leq IRI \leq 1.8 m/km			
	Carreteras de bajo tránsito				
IRI obtenido en tramos de 20 m	4.0 \leq IRI \leq 4.6 m/km		—	—	
IRI obtenido en tramos de 100 m	3.0 \leq IRI \leq 3.8 m/km				
Portugal	No se indica el intervalo de medición	IRI ≤ 1.5 m/km, en el 50% de los datos IRI ≤ 2.5 m/km, en el 80% de los datos IRI ≤ 3.0 m/km, en el 90% de los datos	IRI ≤ 2.0 m/km, en el 50% de los datos IRI ≤ 2.5 m/km, en el 75% de los datos IRI ≤ 3.0 m/km, en el 100% de los datos	—	—

Tabla 2-22. Especificaciones internacionales de IRI (LanammeUCR, 2008).



Investigaciones realizadas en otros países proponen nuevos valores iniciales del Índice de Regularidad Internacional para la recepción de pavimentos y se recomiendan especificaciones para controlar el Índice durante el proceso constructivo.

En España se fija como umbral para recibir una carretera un IRI de 2.5 m/km en todo el tramo, siempre que en el 80% del tramo alcance como máximo un IRI de 2 m/km y debiendo comenzar además el IRI con un valor de 1.5 m/km en la mitad del tramo. Actualmente, se fija un valor de 1.85 de IRI para recibir nuevas carreteras. Igualmente, se hace una clasificación considerando la intensidad media del tránsito vehicular, fijando un porcentaje de la longitud de la calzada con un valor mínimo de 3.5 m/km para una intensidad media diaria mayor a los 2000 vehículos, mientras que para valores menores a los 2000 vehículos, se establece un umbral de 4.5 m/km (ECUATEST, 2014).

España a su vez establece el control de los valores del IRI en las diferentes capas que conforman el paquete estructural de la vía (Tabla 2-23), pues se ha comprobado que la uniformidad de las capas anteriores a la superficie de la capa de rodadura, afectan la regularidad de la misma (ECUATEST, 2014).

Capa	Porcentaje del tramo		
	50%	80%	100%
Superficie de Rodadura	1.50	2.00	2.50
1ra. Capa Bajo Rodadura	2.50	3.50	4.50
2da. Capa Bajo Rodadura	3.50	5.00	6.50

Tabla 2-23. Valores de IRI empleados en España para cada capa del pavimento (ECUATEST, 2014).

Algunos países clasifican el estado del pavimento en varias categorías entre muy bueno a malo, como se muestra en la Tabla 2-24.



Lugar	Condición del Camino			
	Muy Bueno	Bueno	Regular	Malo
Chile		0 - 3	3 - 4	> 4
Honduras		< 3.5	3.5 - 6	> 6
	Pavimento Asfáltico			
Uruguay	< 3.2	3.2 - 3.9	4.0 - 4.6	> 4.6
	Pavimento Hidráulico			
	< 2.8	2.8 - 3.5	3.6 - 4.3	> 4.3
EEUU, Federal Highway Administration		< 2.4		> 4.7

Tabla 2-24. Clasificación del estado del pavimento, según la condición del camino (ECUATEST, 2014).

En la mayoría de países no se hace una distinción entre pavimento asfáltico y pavimento hidráulico para fijar valores límites del índice de regularidad internacional. La regularidad superficial del pavimento hidráulico podría verse afectada por las juntas entre losas, sin embargo los avances tecnológicos permiten construir pavimentos rígidos con regularidad semejante a los pavimentos asfálticos.

En nuestro país, la norma ecuatoriana vial NEVI-12-MTOP, 2013 no especifica valor admisible para la recepción de pavimentos con capa de rodadura de hormigón, solo para pavimento flexible ($IRI \leq 2$ m/km), mientras que las especificaciones para caminos y puentes MOP-001-F 2002, limita el valor del IRI a 2.5 m/km para pavimentos asfálticos y 4m/km máximo para tratamientos superficiales.

Es importante indicar que a mayor tránsito y velocidad de los autos se requiere menores niveles del IRI por el impacto que tiene en el costo del mantenimiento vial y de los autos. En la Tabla 2-25 se presentan las recomendaciones del Transportation Research Board (TRB) para la selección de valores máximos admisibles de IRI en función del TPDA (Lavaud, 2011).

Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA)	Índice Internacional de Rugosidad, IRI (m/km)						
	0 - 2	2 - 4	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 12	> 12
0 - 4 999	<i>Muy bueno</i>		<i>Bueno</i>				
5 000 - 9 999			<i>Regular</i>	<i>Malo</i>			
10 000 - 19 999						<i>Muy malo</i>	
> 20 000							

Tabla 2-25. Recomendaciones del Transportation Research Board (TRB) para la selección de valores máximos admisibles de IRI en función del TPDA (Lavaud, 2011).

2.5.2 Medición del IRI

Durante los procesos de determinación del IRI es de suma importancia establecer la longitud del tramo de análisis, ya que intervalos de longitud mayor ocultan valores altos de regularidad superficial en los pavimentos, mientras que intervalos de longitudes menores pueden mostrar niveles altos de regularidad.

La longitud del segmento para determinar el valor IRI dependerá si el análisis se realiza a nivel de red (ejm: selección de rutas para su intervención), entonces se suele utilizar una base de medición cada 200 m. Por otro lado, si se desea hacer una evaluación a nivel de proyecto (ejm: control de calidad y aceptación), entonces la base de medición disminuye a cada 100 m, 50 m, y 10 m (LanammeUCR, 2013).

El IRI se determina mediante un cálculo matemático realizado con las ordenadas o cotas de una línea de perfil longitudinal, obtenidas por cualquier técnica o equipo de medida del perfil longitudinal.

Para el presente estudio, los datos fueron obtenidos mediante la utilización de un Perfilómetro Laser dinámico de alta repetitividad y rendimiento, provisto de rayos laser y acelerómetro. La unidad de láser detecta la distancia desde un nivel de referencia en el

instrumento a un blanco usando geometría del haz de láser reflejado, la posición del haz de láser reflejado a lo largo de la placa se mide y se procesa por el sistema. La referencia inercial es proporcionada por un acelerómetro el cual mide la aceleración vertical. Las lecturas del láser y el acelerómetro se compensan para extraer un perfil real del cual mediante una ecuación se convierten en IRI (ECUATEST CÍA. LTDA, 2014).

Un diagrama del funcionamiento del equipo se muestra en la Figura 2-5.

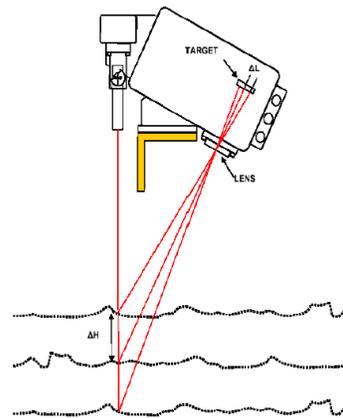


Figura 2-5. Diagrama del funcionamiento del equipo (ECUATEST, 2014).

2.6 MARCO METODOLÓGICO

A continuación se describe el proceso metodológico que se aplica en el presente estudio para llegar a establecer el efecto que causa el estado superficial del pavimento en el cálculo de la capacidad vial y el nivel de servicio de un tramo de estudio en la carretera Zhud-Biblián.

El insumo principal de esta investigación son los valores del IRI, hay tres tramos claramente diferenciados con georreferenciación, longitud y tipo de material de la capa de rodadura, en nuestro caso nos enfocamos en estos tramos debido a que están contruidos en pavimento rígido. La información que se deducirá de campo es la velocidad de punto, para lo cual mediante análisis estadísticos se establece la cantidad mínima de la muestra para que sea representativa.



La información base relacionada con el IRI proporcionada por el Ministerio del Transporte y Obras Públicas (MTO), es analizada para determinar en qué tramo se produce la mayor variabilidad del IRI, los datos relevados por el estudio de ECUATEST CÍA. LTDA, traen valores del IRI cada 10 m y por cada carril, pero para fines de poder utilizarlos en el presente estudio, tabulamos esta información hallando valores mediante el concepto de media móvil y para cada 100 m

Las mediciones de las velocidades se las realiza mediante la participación de equipos y personal de la EMOV-EP de Cuenca. El equipo de aforo portátil (foto radar) se instala al final de cada segmento de análisis, se escoge el horario de la mañana, ya que en estas horas el flujo vehicular es bajo y los vehículos no se ven influenciados por otros, el tamaño de la muestra se lo determina mediante análisis estadístico, estableciendo límites para el nivel de confianza, el error máximo permitido en la toma de las velocidades y la desviación estándar, con lo que se obtiene el valor adecuado N, correspondiente al tamaño mínimo de la población muestral según las condiciones establecidas.

Con toda la información de las velocidades, se procesa la misma mediante un análisis de frecuencias agrupadas estableciendo los rangos deseados y grupos de clase, se hallan las velocidades medias y las velocidades que corresponden al percentil ochenta y cinco. Por el comportamiento de los buses se los agrupa con los vehículos livianos, debido a que sus velocidades son similares.

Con los datos estadísticos obtenidos hallamos una curva de ajuste la misma que relaciona los valores promedio del IRI en cada segmento analizado y su respectiva velocidad V_{85} , estableciendo así una ecuación de segundo grado que relaciona las dos variables, $X = \text{Índice Internacional de Rugosidad (IRI), m/km}$ e $Y = \text{Velocidad percentil 85 (V}_{85}\text{), km/h}$.

Una vez que se ha establecido la ecuación que relaciona el IRI con la velocidad al percentil 85,

Se establece una nueva relación, la misma que es el resultado de considerar que la velocidad de proyecto se establece mediante una velocidad de diseño de la vía o mediante una asignación de límite máximo de velocidad a través de una normativa de la Agencia Nacional de Tránsito.



Partiendo de esta velocidad de proyecto que es la velocidad de flujo libre ideal (FFS) y con la ecuación de la curva IRI vs V_{85} , se calculan los valores de disminución de velocidad, desde la velocidad ideal hasta la velocidad que para cada segmento de diferente IRI se tiene en realidad, es decir afectada por el estado de la capa de rodadura. Con estos dos grupos de datos, correlacionándolos, se halla una nueva ecuación que estima para cualquier valor de IRI la reducción de la velocidad debido al estado superficial del pavimento.

La metodología que se aplica en el presente estudio para la determinación de la Capacidad Vial y los Niveles de servicio, se basa en el HCM2000, del cual se habla ampliamente en el capítulo II, a esta metodología base, en el presente trabajo proponemos la incorporación de un factor adicional debido al estado superficial de la capa de rodadura (f_p), en las formulaciones para la determinación de la Velocidad de Flujo Libre.

En el capítulo IV se analizan a profundidad cada una de las expresiones matemáticas que intervienen en el método del HCM2000 al cual se le está incorporando el factor antes indicado.

Una consideración importante en la aplicación del método que proponemos es también la consideración de que la velocidad promedio de viaje medida en campo (S_{FM}), es directamente la velocidad promedio de la población muestral en todos los segmentos analizados (V_m).

Una vez más, para la determinación de los niveles de servicio nos basamos en el HCM2000, siguiendo las pautas dadas en la teoría expuesta en el capítulo II, tomando en consideración cuales son los días y horas de mayor demanda, se realizó un aforo vehicular, se midieron las características geométricas y se determinó la condición de la superficie de rodadura.

Las expresiones matemáticas para la determinación de los niveles de servicio, toman en cuenta la velocidad promedio de viaje (ATS) y el porcentaje de tiempo empleado en seguimiento (PTSF), cada una de estos conceptos tienen expresiones matemáticas que hacen uso de otros varios factores que se obtienen de tablas y/o de datos de campo, todos los cuales se van desarrollando o calculando en la parte aplicativa expuesta en el capítulo IV. Otro análisis que se debe considerar es la categorización del segmento o carretera en estudio, para



lo cual de acuerdo a la clasificación funcional establecemos si la carretera corresponde a una vía de dos carriles de Clase I o Clase II.

La parte aplicativa del método se la ha desarrollado en una hoja electrónica para que el cálculo sea más fácil de ejecutarlo, de tal modo que se pueden introducir varios valores de datos de las diferentes variables para poder realizar análisis de cómo van cambiando los resultados según los datos ingresados. Entonces el método que se ha desarrollado está de esta forma mecanizado haciéndolo de fácil uso, siguiendo esta secuencia expuesta a lo largo de este marco teórico metodológico, se puede entonces valorar en cualquier escenario los niveles de servicio, para lo cual se requieren datos básicos que corresponden a datos de tránsito, la velocidad promedio de viaje (S_{FM}) o V_{85} , y los valores del IRI en el tramo de análisis para poder establecer la ecuación de correlación entre el IRI y la FFS.

Para realizar la aplicación de la metodología expuesta se desarrolla el método tanto en los capítulos III y IV, en un tramo de vía de 3.4 km de la carretera Zhud-Biblián.



CAPÍTULO III. EFECTO DE LA CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO

El objetivo del presente estudio es determinar el factor debido al efecto del estado de la capa de rodadura, mismo que se determina a partir de un proceso de correlación entre los valores del índice de regularidad internacional (IRI) y las velocidades de punto medidas en el tramo respectivo. Luego con la ecuación que relaciona el IRI y la velocidad, se establecen los rangos de reducción de velocidad, tomando como referencia la velocidad ideal o de proyecto. Los valores de reducción serán analizados a fin de establecer una relación matemática y determinar la ecuación para estimar la reducción de la velocidad debido al deterioro del pavimento.

Esta relación será incorporada en el cálculo de la velocidad de flujo libre (FFS) y de esta forma, se establecerá el efecto debido al estado de la capa de rodadura.

Los datos de análisis para el presente estudio fueron proporcionados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), Regional 6: INFORME N° 01-EC-2014, estudios de consultoría realizados por la empresa ECUATEST CÍA. LTDA., en el que se realiza el relevamiento de ciertas características funcionales y estructurales del pavimento rígido de la vía Zhud – Biblián. Los relevamientos realizados al Índice de Regularidad Internacional – IRI (Anexo 1), constituye el insumo principal para el presente trabajo de investigación.

3.1 LOCALIZACIÓN DE LOS SEGMENTO DE ANÁLISIS.

La vía Zhud – Biblián tiene una longitud aproximada de 53 km, de los cuales, 35 km están construidos en pavimento rígido. La ubicación e identificación de los tramos de análisis se indican en Figura 3.1.

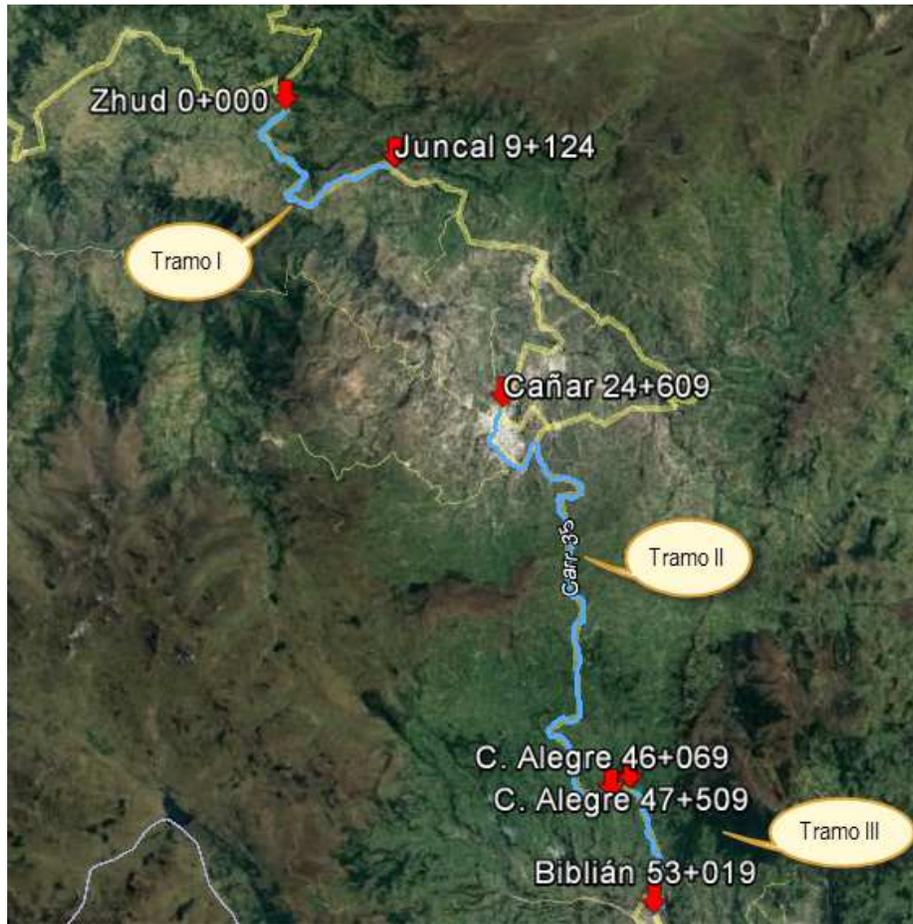


Figura 3-1. Esquema de ubicación de los tramos con pavimento rígido.

3.1.1 Identificación de Tramos.

La Tabla 3-1 se presenta la identificación y localización de los tramos con pavimento rígido.

Tramo	Descripción	Desde			Hasta			Long. (m)	
		Abscisa	Coords - WGS84		Abscisa	Coords - WGS84			
			Este	Norte		Este	Norte		
I	ZHUD	0+000	721871	9727847	EL JUNCAL	9+124	725583	9725887	9124
II	CAÑAR	24+609	729273	9717759	CAMPO ALEGRE	46+069	732917	9704482	21460
III	CAMPO ALEGRE	47+509	733571	9704833	BIBLIAN	53+019	734388	9700576	5510

Tabla 3-1. Identificación y localización de tramos con pavimento rígido.

3.2 ÍNDICE DE REGULARIDAD INTERNACIONAL (IRI).

Los valores del índice de regularidad internacional fueron obtenidos en segmentos de 10 m en cada carril y posteriormente mediante el concepto de media móvil se determinó el IRI para tramos de 100 m (ver Anexo N° 1).

La Tabla 3-2 presenta un resumen de los índices de rugosidad internacional promedios por carril y para cada tramo (ECUATEST, 2014).

Tramo	Desde km	Hasta km	Carril	IRI Promedio m/km	IRI Tramo
I	0+000	9+124	Derecho	4.36	4.61
	9+124	0+000	Izquierdo	4.87	
II	24+609	46+069	Derecho	3.74	4.13
	46+069	24+609	Izquierdo	4.52	
III	47+509	53+019	Derecho	4.74	4.75
	53+019	47+509	Izquierdo	4.76	

Tabla 3-2. *Resumen General - Índice de Regularidad Superficial, Zhud- Biblián (ECUATEST, 2014)*

Se observa que los valores obtenidos del IRI no cumplen con las normas nacionales NEVI-12 ($IRI \leq 2$ m/km) y MOP-001-F 2002 ($IRI \leq 2.5$ m/km) y según las especificaciones internacionales, el estado de la capa de rodadura se clasificaría como de mala a regular. La vía presenta imperfecciones superficiales importantes que influyen directamente en el confort de los usuarios y repercute directamente en la velocidad de los vehículos.

3.2.1 Selección del tramo de prueba.

La selección del tramo de prueba se realiza en base a los valores del índice de regularidad internacional obtenidos para los segmentos de 100 m, se determinan los valores mínimos y máximos para cada carril y se selecciona el carril que presenta mayor variabilidad de los valores IRI (Ver Anexo N° 1). En la Tabla 3-3, se presenta un resumen de los valores obtenidos.

	Tramo I 0+000 - 9+124 L= 9124.00		Tramo II 24+609 - 46+069 L= 21460.00		Tramo III 47+509 - 53+019 L= 5510.00	
IRI	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
Min	3.17	1.92	2.39	1.48	3.53	3.55
Max	7.25	7.38	6.41	7.28	6.86	6.93

Tabla 3-3. IRI, Valores máximos y mínimos por carril.

El carril derecho del tramo II presenta el rango con mayor amplitud y será utilizado como tramo de prueba.

Los segmentos de análisis son determinados a partir de los valores IRI cada 100 metros, seleccionando tramos con diferentes valores de IRI. En la Figura 3-2 se presentan los valores de IRI cada 10 m y cada 100 m, correspondientes al carril derecho del tramo II.

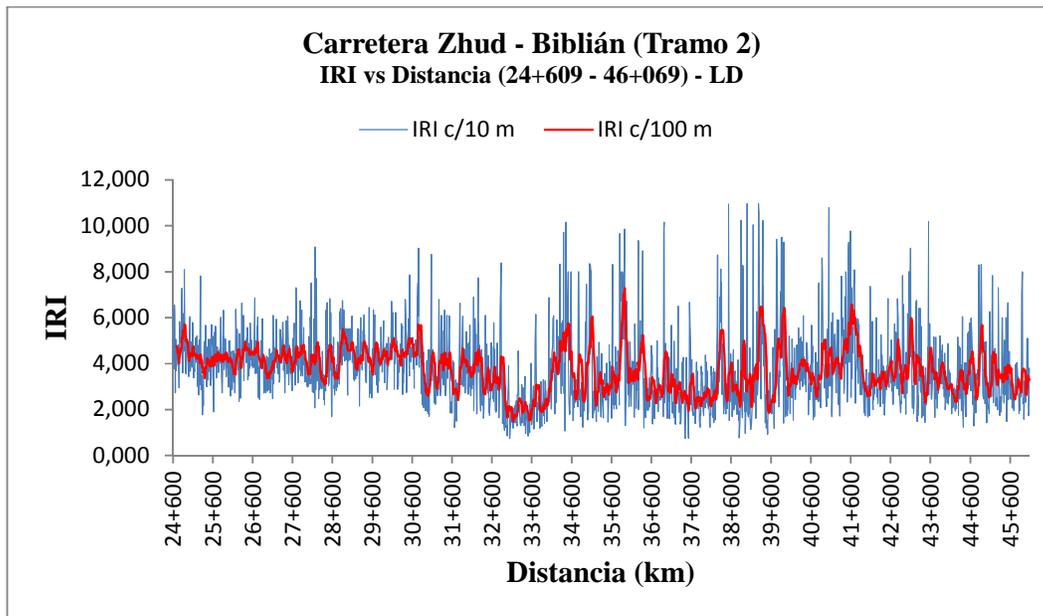


Figura 3-2. IRI c/100 m, carril derecho - tramo II.

Como se observa en la Figura 3-2, las variaciones en la longitud del intervalo de medición del IRI, tienen incidencia directa en los resultados de forma tal que los valores se suavizan



como consecuencia de promediar. En el presente trabajo se utilizaran longitudes de 100 m que son de uso general para el control de calidad del acabado de pavimentos.

A partir de las mediciones del IRI cada 10 metros y utilizando el concepto de media móvil se establecen los diferentes segmentos cada 100 m en donde se realizarán las mediciones de velocidad de punto. En la Tabla 3-4 se presenta un resumen de los segmentos seleccionados.

Segmento		Valores del IRI promediando valores cada 100 m
Estación Inicial	Estación Final	
35+830	35+930	7.284
38+000	38+100	2.166
38+150	38+250	3.073
38+270	38+370	5.325
38+510	38+610	4.039
39+250	39+350	6.096

Tabla 3-4. Selección de los segmentos de análisis.

Los valores del IRI serán asociados con las velocidad media de punto en el respectivo segmento.

3.3 ESTUDIO DE VELOCIDADES

La velocidad es uno de los principales factores que intervienen en la toma de decisiones operacionales, de seguridad y diseño de la mayoría de elementos de un proyecto.

Las velocidades agrupadas en un tiempo y espacios dados, presentan un coeficiente de dispersión alto, por lo que se representan mediante una distribución normal de velocidades que es la que mejor se acomoda al tipo de datos (Tapia, 2006).

3.3.1 Uso de percentiles

Cuando se trata de aspectos operacionales, la velocidad media es un indicador de la calidad de flujo vehicular (percentil 50, P_{50}), en el proyecto geométrico de carreteras se recomienda el percentil 98 (P_{98}) de las velocidades, en la práctica el percentil 85 (P_{85}) de las velocidades es



utilizado para establecer el límite máximo al que deben proyectarse los dispositivos de control de tránsito vehicular en las carreteras en operación (Cal y Mayor, 1994).

La velocidad de punto o también velocidad instantánea, es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto específico de la carretera (Cal y Mayor, 1994), es aquella velocidad de los vehículos que recorre distancias relativamente pequeñas (25, 50, 70 y 100 m).

Los estudios de velocidad de punto para un tramo específico de una vía, sirven para determinar las características de la velocidad en dicho tramo bajo las condiciones atmosféricas y de tráfico al momento de realizar el estudio (Cal y Mayor, 1994). Para el presente estudio se realizan las mediciones durante horas de bajo volumen de tránsito (200 veh/h) pues, la intención es determinar la velocidad de los vehículos sin que estén afectados por la presencia de otros vehículos, de esta forma los valores obtenidos reflejaran de mejor manera su relación con la condición superficial del pavimento.

3.3.2 Requerimientos del tamaño de la muestra.

Un estudio de velocidades instantáneas requiere un tamaño de muestra adecuado para satisfacer consideraciones estadísticas. En este caso, considerando que el interés del estudio es determinar el 85 percentil (P_{85}) de las velocidades, se recomienda la utilización de la siguiente ecuación (SEDESOL, 2000).

$$N = \frac{S^2 K^2 (2 + U^2)}{2E^2}$$

donde,

N = tamaño de la muestra mínimo

S = desviación estándar estimada para el muestreo

K = constante correspondiente para el nivel de confianza deseado

E = error permitido en el estimado de la velocidad (km/h)

U = constante correspondiente a la estadística de velocidad deseada (Ver Tabla 3-5).

Percentil	U
Media (P_{50})	0
Percentil 85 (P_{85})	1.04
Percentil 95 (P_{95})	1.64



Tabla 3-5. *Constante U para diferentes valores percentil (SEDESOL, 2000).*

Si no se dispone de datos de la desviación estándar, por medio de un análisis anterior de velocidades, se puede obtener un valor razonable mediante la utilización de la Tabla 3-6.

Tipo de tránsito	Tipo de camino	Desviación normal promedio (km/h)
Rural	Dos carriles	8.5
Rural	Cuatro carriles	6.8
Intermedio	Dos carriles	8.5
Intermedio	Cuatro carriles	8.5
Urbano	Dos carriles	7.7
Urbano	Cuatro carriles	7.9
Valor redondeado		8

Tabla 3-6. *Desviaciones estándar de velocidades instantáneas para determinar el tamaño de la muestra y sentido (SEDESOL, 2000).*

Debido a que la variabilidad en las medidas de la dispersión de la velocidad es limitada, se propone el uso de un valor empírico de 8.0 km/h de desviación estándar para cualquier tipo de carretera y área de tránsito.

La constante K depende del nivel de confianza (la probabilidad que la velocidad media sea una estimación válida). Un valor de 2.00 se usa a menudo y proporciona un nivel de confianza de 95.5 %. En la Tabla 3-7 se presenta diferentes valores de K y sus correspondientes niveles de confiabilidad (SEDESOL, 2000).

Constante K	Nivel de confiabilidad (%)
1.00	68.3
1.50	86.6
1.64	90.0
1.96	95.0
2.00	95.5
2.50	98.8
2.58	99.0
3.00	99.7

Tabla 3-7. *Constante K, correspondiente al nivel de confiabilidad.*



El error “E” permitido en la estimación de la velocidad, depende de la precisión requerida en la estimación de su valor medio. El error permitido puede fluctuar de ± 8.0 km/h a ± 1.5 km/h o ser menor (Gallegos, 1997).

3.3.3 Tamaño mínimo de la muestra

En la Tabla 3-8 se presenta los valores adoptados para el cálculo de la muestra.

Descripción	Símbolo	Valor
Desviación normal de la muestra (km/h)	S	8
K, para un nivel de confiabilidad del 95.5%	K	2
Error permitido en la estimación en la velocidad de punto (km/h)	E	2.5
U para percentil P85	U	1.04
Tamaño mínimo de la muestra	N	63

Tabla 3-8. *Valores adoptados para el cálculo de la muestra.*

Considerando que las velocidades en cada segmento serán definidas mediante la utilización del percentil 85 (V_{85}), se deberán medir un mínimo de 63 casos de velocidad para tener un nivel de confiabilidad del 95.5%, y un error de ± 2.5 km/h en la estimación de la velocidad de punto.

3.3.4 Procedimiento

Un paso importante en la valoración del nivel de servicio de una carretera de dos carriles es la determinación de la velocidad de flujo libre, considerando:

- La velocidad de flujo libre es una medida del tránsito en condiciones de bajos volúmenes (hasta 200 vehículos livianos / hora en ambos sentidos).
- La velocidad de flujo libre se determinó por medición directa en campo, para lo cual se contó con el apoyo de la Empresa Pública Municipal de Movilidad, Tránsito y Transporte de Cuenca, EMOV-EP, quienes facilitaron los equipos y personal especializado en el control de velocidades.



- En base a los segmentos de análisis indicados en la Tabla 3-4, se instala la estación de aforo portátil radar en la zona de trabajo, de tal forma que se puedan medir las velocidades al final de los segmentos de análisis.
- Se realiza una toma continua de datos, de tal forma que se cumpla con los requerimientos mínimos de la muestra. En total, el tamaño de la muestra en cada segmento fue de alrededor de 71 vehículos.
- En los casos en que se presenten grupos de vehículos se observa la velocidad del vehículo que lidera el grupo.
- Se descartan los casos en que los vehículos que viajen a altas velocidades, (la normativa vigente, Registro Oficial N° 731, estable para los vehículos livianos un límite de 100 km/h en rectas).

3.3.5 Análisis de Datos y Estadística

La suma de los datos de velocidad de punto (velocidad instantánea) se realiza de acuerdo con el objetivo del proyecto. Por lo general se usa la velocidad promedio y la percentil 85 (V_{85}).

El procesamiento de datos se hace mediante un análisis de frecuencias de datos agrupados, en grupos con un rango de velocidad de 5 km/h. El número de grupos o clases se establece en función de los valores máximos y mínimos registrados en cada segmento analizado. Se establece el número de datos muestreado que está contenido en cada grupo. Los límites de los grupos se establecen con la misma exactitud de los datos que fueron muestreados en campo. A partir de la distribución de frecuencias se obtiene la frecuencia relativa acumulada por medio de la cual se determina el percentil 85 (V_{85}). En la Tabla 3.9 se presenta un resumen de los datos procesados.

IRI	Segmento		Livianos + Buses				Camiones		Totales		
	Desde	Hasta	Cantidad	%	Vm	V_{85}	Vmax	Cantidad	%	Cantidad	%
2.166	38+000	38+100	69	81.2%	71.91	86.15	98	16	18.8%	85	100%
3.073	38+150	38+250	69	97.2%	70.83	81.31	103	2	2.8%	71	100%
4.039	38+510	38+610	76	83.5%	69.78	83.5	103	15	16.5%	91	100%
5.325	38+270	38+370	72	96.0%	69.39	83.7	93	3	4.0%	75	100%
6.096	39+250	39+350	69	82.1%	66.04	79.75	93	15	17.9%	84	100%
7.284	35+830	35+930	73	76.0%	63.48	74.69	93	23	24.0%	96	100%
Totales			428	85.3%				74	14.7%	502	100%

Tabla 3-9. *Resumen de velocidades en los segmentos con valor de IRI determinado.*

Debido a que el comportamiento de los buses se aproxima mayormente al de los vehículos livianos, éstos fueron considerados dentro del procesamiento de datos para la obtención de las velocidades. En la Tabla 3-9 se incluyen los valores de velocidad media (V_m), velocidad percentil 85 (V_{85}) y la velocidad máxima (V_{max}). De manera complementaria se contabiliza el número de vehículos pesados que fueron registrados durante la medición de velocidades.

En las Figuras 3-3 a 3-8 se presentan la distribución de velocidades para cada segmento y la frecuencia relativa acumulada que permite estimar el percentil 85 de la velocidad (V_{85}).

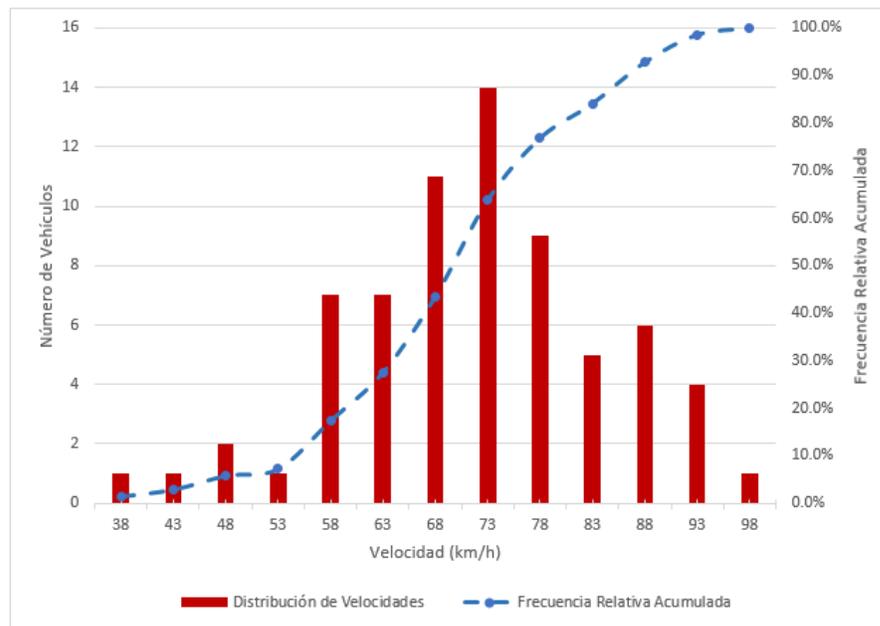


Figura 3-3. *Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 2.166, Segmento: 38+000 – 38+100.*

La velocidad percentil 85 (V_{85}) es igual a 86.15 km/h.

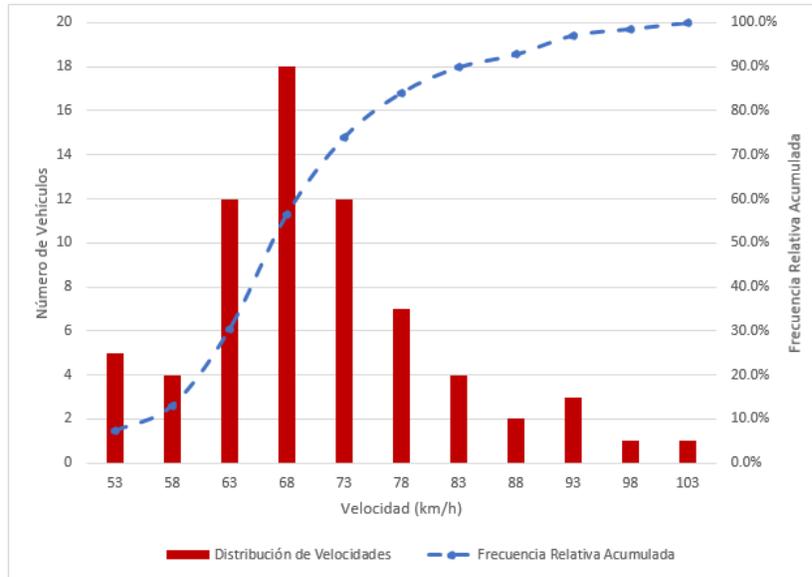


Figura 3-4. *Distribución de velocidades y Frecuencia relativa acumulada, IRI= 3.073, Segmento: 38+150 – 38+250.*

En esta caso la velocidad percentil 85 (V_{85}) es igual a 81.31 km/h.

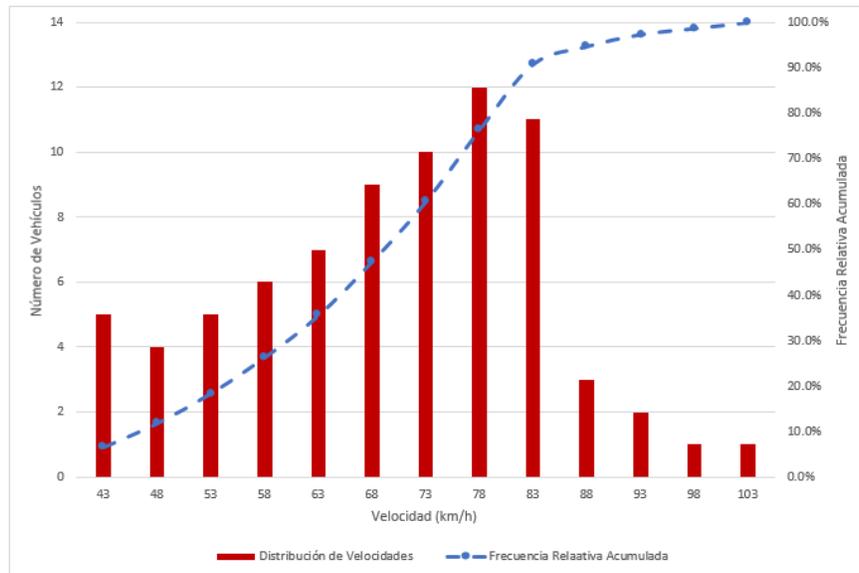


Figura 3-5. *Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 4.039, Segmento: 38+510 – 38+610.*

En este segmento la velocidad percentil 85 (V_{85}) es igual a 83.5 km/h.

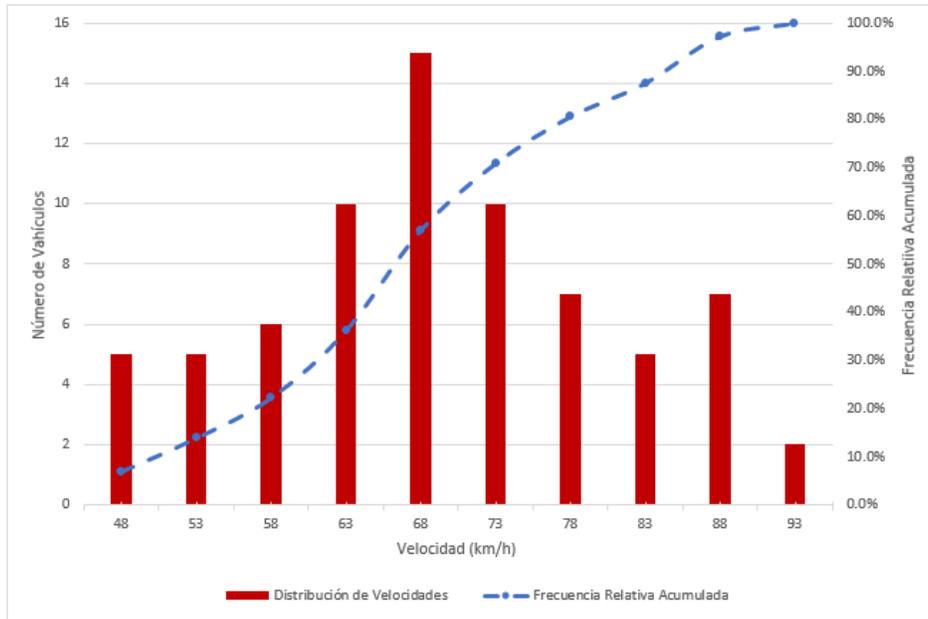


Figura 3-6. *Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 5.325, Segmento: 38+270 – 38+370.*

Para el tramo con IRI de 5.325 la velocidad percentil 85 (V_{85}) es igual a 83.7 km/h.

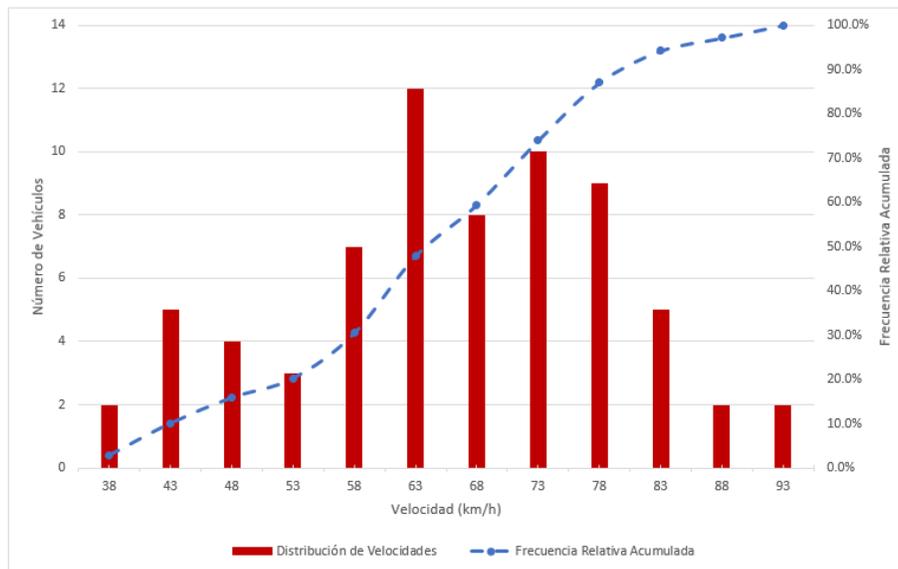


Figura 3-7. *Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 6.096, Segmento: 39+250 – 39+350.*

La velocidad percentil 85 (V_{85}) obtenida en este segmento es igual a 79.75 km/h.

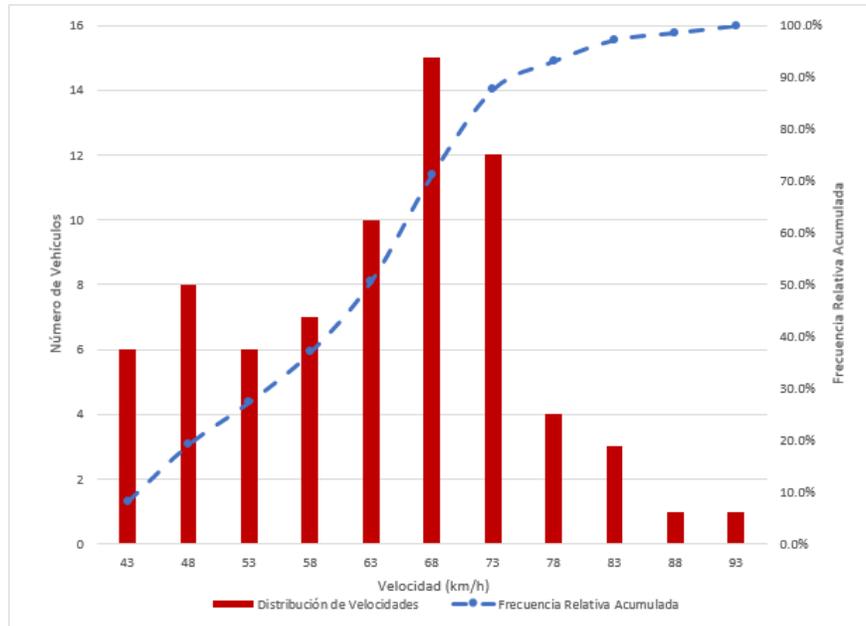


Figura 3-8. *Distribución de velocidades y frecuencia relativa acumulada, IRI= 7.284, Segmento: 35+830 – 35+930.*

La velocidad percentil 85 (V_{85}) es igual a 74.69 km/h.

3.4 RELACIÓN DE VELOCIDAD Y CONDICIÓN SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO

Luego del proceso de los datos de campo se realiza un gráfico de dispersión entre los valores de IRI versus las velocidades V_{85} para analizar su comportamiento y encontrar la relación que más se ajuste como se muestra en la Figura 3-9.

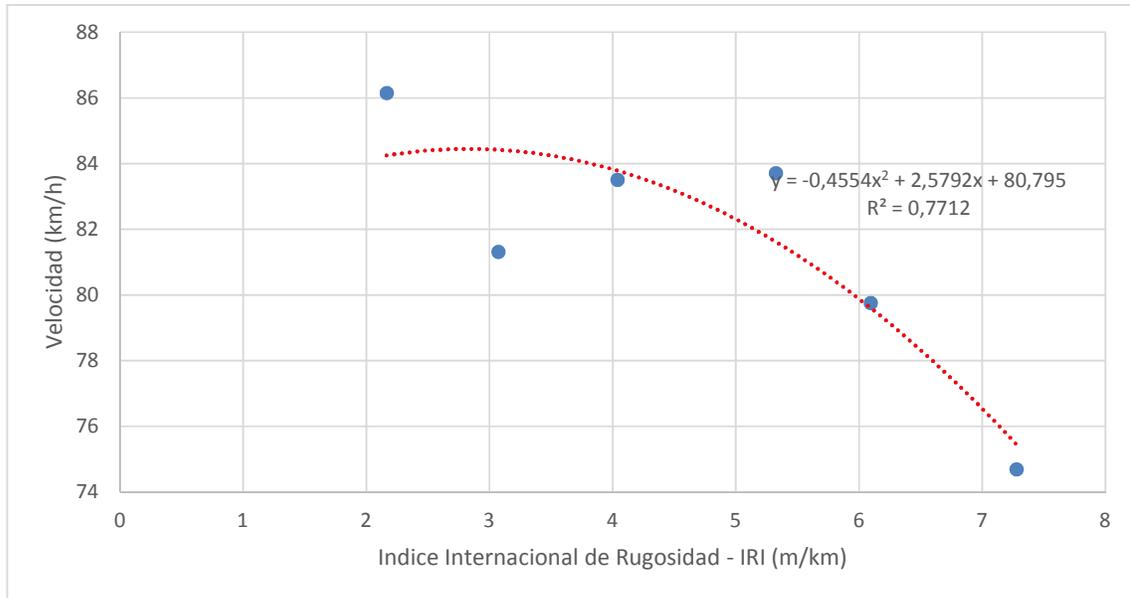


Figura 3-9. *Relación velocidad y condición superficial del pavimento.*

El valor bajo de la velocidad en el segmento de análisis correspondiente al IRI de 3.073, podría deberse a que los conductores al advertir la presencia del equipo de medición disminuyen la velocidad, mientras que para otros segmentos el valor de las velocidades altas se atribuye a que los conductores evitan pasar sobre las zonas afectadas de la vía utilizando el carril opuesto sin reducir la velocidad.

La correlación entre los datos se ajusta más a un polinomio de grado dos que se indica a continuación.

$$Y = -0.4554X^2 + 2.5792X + 80.795 \quad \text{Ec. 3-1}$$

Donde

X= Índice Internacional de Rugosidad (IRI), m/km.

Y= Velocidad percentil 85 (V_{85}), km/h.

El coeficiente de determinación R^2 es igual a 0.7712 por lo que se puede considerar un ajuste alto, en términos de que la predicción de los resultados es aceptable.



3.4.1 Factores de ajuste por la condición superficial del pavimento

Se establecen los lineamientos para la obtención del factor de reducción de la velocidad por efecto de la condición de la capa de rodadura.

El objetivo principal es determinar la relación entre la velocidad y la condición de la capa de rodadura, para lo cual mediante el uso de la ecuación que relaciona el IRI con la velocidad, se establecen los rangos de reducción de la velocidad, tomando como referencia la velocidad ideal o de proyecto. Considerando que se trata de una vía arterial Tipo I (MOP-2003) y un TPDA proyectado al 2020 de alrededor de 5000 vehículos (Consultoría Vía de Circulación el Tambo – Cachi, ASOCIACIÓN CONSULPROY-CONSULNAC-CONSULTORACAV, 2013) se establece una velocidad de proyecto de 90 km/h, ya que por concepto ésta debe corresponder a las características ideales de la vía (relieve llano).

En la Tabla 3-10, se presenta los rangos de reducción de velocidad tomando como referencia la velocidad ideal de 90 km/h.

Los valores de reducción han sido estimado en un rango de IRI de 2.5 m/km a 6 m/km de acuerdo con las recomendaciones del Banco Mundial para calzadas de pavimento viejo (Ver Tabla 2-22).

IRI m/km	Disminución de la velocidad km/h)
2.5	5.60
3.0	5.57
3.5	5.76
4.0	6.17
4.5	6.82
5.0	7.69
5.5	8.80
6.0	10.12

Tabla 3-10. Rangos de reducción de velocidad.

Luego, se realiza un gráfico de dispersión entre los valores de IRI vs la reducción de velocidad para analizar su comportamiento y se efectúa una correlación entre ellos (Figura 3-10).

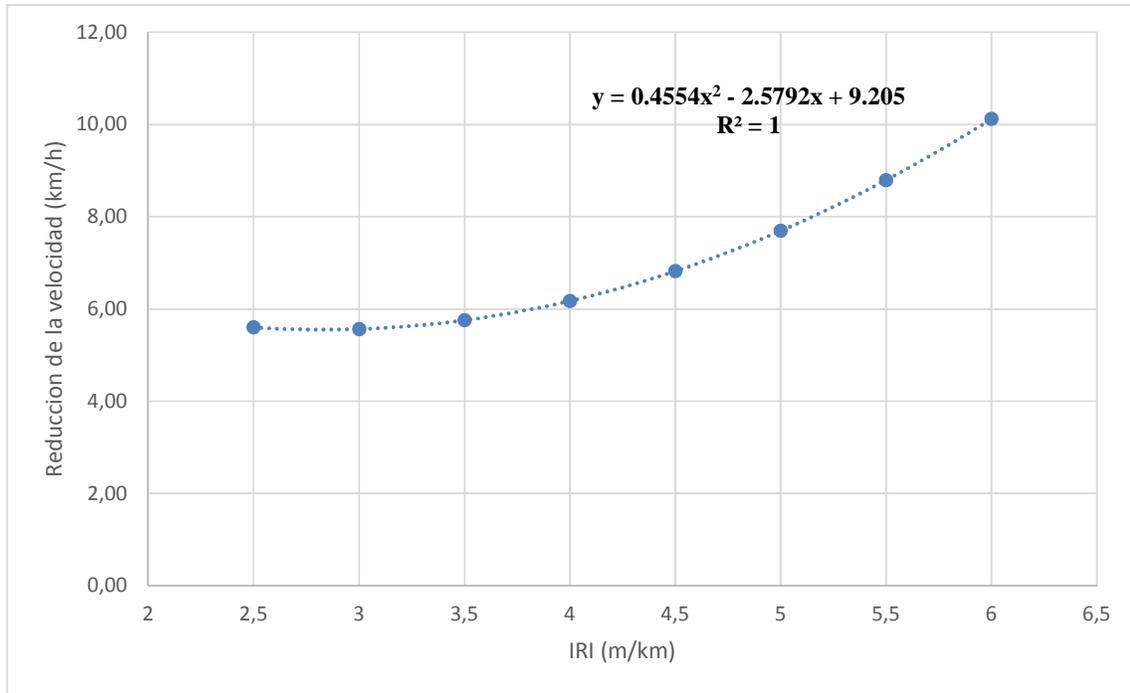


Figura 3-10. Reducción de la velocidad debido a la condición de la capa de rodadura.

La ecuación para estimar la reducción de la velocidad debido al estado del pavimento será:

$$Y = 0.4554X^2 - 2.5792X + 9.205 \quad \text{Ec. 3-2}$$

Donde

X= Índice Internacional de Rugosidad (IRI), m/km.

Y= Reducción de la velocidad, km/h.

En base a la ecuación indicada se establece la Tabla 3-11, con el IRI como factor reducción de velocidad.

IRI	Disminución de la velocidad km/h)
2.5	5.60
3.0	5.57
3.5	5.76
4.0	6.17
4.5	6.82
5.0	7.69
5.5	8.80
6.0	10.12

Tabla 3-11. El IRI como factor de reducción de velocidad.



Estos valores serán utilizados como factor de reducción de la velocidad en la estimación de la velocidad a flujo libre que se considera en el siguiente capítulo.

En los casos de los análisis de planeamiento y/o cuando no se conociera o no se pudiesen tomar en el campo las mediciones del índice de regularidad internacional (IRI), se pueden seguir los criterios de la Tabla 3-12 (RONET, 2009).

Tipo de Superficie	Categoría de estado	Condición de la superficie de rodadura, IRI (m/km)		
		Mínima	Máxima	Promedio
Hormigón	Muy Bueno	1	2.5	2
	Bueno	2.5	3.5	3
	Regular	3.5	6	4
	Malo	6	10	8
	Muy Malo	10	16	12
Mezcla Asfáltica	Muy Bueno	1	2.5	2
	Bueno	2.5	3.5	3
	Regular	3.5	5.5	4.5
	Malo	5.5	10.5	8
	Muy Malo	10.5	16	12

Tabla 3-12. Características básicas predeterminadas de la condición de la superficie de rodadura (RONET, 2009).

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD VIAL TOMANDO EN CUENTA LA CONDICION DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

Mediante el siguiente análisis se proporciona una herramienta de metodología estandarizada considerando la condición de la superficie de rodadura, basada en la metodología del HCM 2000, para el cálculo de la capacidad vial y nivel de servicio.



4.1 ESTIMACION DE LA VELOCIDAD A FLUJO LIBRE (FFS)

“Un paso importante en la valoración del nivel de servicio de una carretera de dos carriles es la determinación de la velocidad a flujo libre (FFS), esto es la velocidad media de tránsito en condiciones de bajos volúmenes de tránsito (hasta 200 automóviles/hora) en ambos sentidos” (Cal y Mayor, 2007).

Para determinar la velocidad de flujo libre (FFS), el manual HCM 2000 establece dos formulaciones: la primera (Ec. 2-1) se utiliza cuando los volúmenes de tránsito supera los 200 vehículos/hora y la segunda (Ec. 2-2) parte del hecho de que la velocidad a la que circulan los vehículos son muy dispersas (70 km/h y 100 km/h) que hacen difícil determinar la velocidad.

En ninguna de estas dos expresiones se considera la condición de la superficie de rodadura, por lo que en el presente trabajo de investigación se plantea en estas expresiones incorporar un factor de reducción de la velocidad debido a la condición de la superficie de pavimento.

Las nuevas expresiones (Ec. 4-1 y Ec. 4-2) para el cálculo de la velocidad a flujo libre son el resultado de incorporar el factor de reducción debido a la condición de la superficie de rodadura en las ecuaciones Ec. 2-1 y Ec. 2-2 respectivamente:

$$FFS = S_{FM} + 0.0125 \frac{V_f}{f_{HV}} - f_p \quad \text{Ec. 4-1}$$

Donde:

FFS= Velocidad a flujo libre estimada (km/h)

S_{FM} = Velocidad promedio de viaje medida en campo (km/h)

V_f = Tasa de flujo observada en el período de obtención de datos (veh/h)

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados (Ec. 2-4)

f_p = Factor de reducción debido a la condición de la superficie de rodadura (km/h), Ec. 3-2.

Para determinar el factor de reducción por la condición de la superficie de rodadura es necesario conocer el valor del Índice de Regularidad Internacional (IRI).

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A - f_p \quad \text{Ec. 4-2}$$



Donde,

FFS= Velocidad a flujo libre estimada (km/h).

BFFS= Velocidad de flujo libre base (km/h).

f_{LS} = Factor de ajuste por ancho de carril y ancho de berma (km/h), Tabla 2-5.

f_A =Factor de ajuste por densidad de puntos de acceso (km/h), Tabla 2-6

f_P = Factor de reducción debido a la condición de la superficie de rodadura (km/h), Ec. 3-2.

La velocidad de flujo base BFFS depende de las condiciones locales y tiene relación con la velocidad deseada de los conductores, puede ser asumida en función del conocimiento operacional de vías similares o tomarse el valor de la velocidad límite de circulación, sin embargo hay que tener presente que la velocidad límite no está basada en condiciones reales de operación.

4.2 DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO

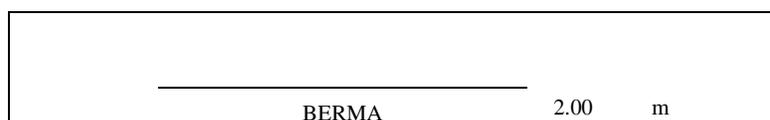
Para ejemplarizar la metodología propuesta, se realiza el análisis del segmento 35+900 a 39+300 de la vía a Zhud – Biblián en la provincia del Cañar. La ubicación del segmento de prueba se indica en la Tabla 4-1.

Desde	Coordenadas WGS84		Altura msnm	Hasta	Coordenadas WGS84		Altura msnm	Longitud (m)
	ESTE	NORTE			ESTE	NORTE		
35+900	731712	9711334	3567.30	39+300	731742	9708454	3450.85	3400

Tabla 4-1. Localización del segmento de prueba.

De acuerdo con el análisis de la condición de la capa de rodadura Tabla 3-2, el segmento de prueba se localiza en el tramo II y tiene un IRI promedio de 4.13 m/km.

En las Figuras 4-1 y 4-2, se presentan las características geométricas del segmento de prueba.



-----	4.00	m
----- CALZADA -----		
-----	4.00	m
-----	2.00	m
----- BERMA -----		
TIPO DE TERRENO (P, O, M, E):	Ondulado (O)	
PENDIENTE :	4 %	
LONGITUD :	3.4 km	

Figura 4-1. Datos Geométricos del segmento de prueba.



Figura 4-2. Características del segmento de prueba.

Para determinar los diferentes valores de tránsito que se indican en la Tabla 4-2 se realizó un conteo vehicular durante el día y la hora de máxima demanda, para lo cual se tomó de referencia los datos de tránsito de los estudios de factibilidad de la vía de circunvalación, El Tambo – Cachi, estudios de consultoría realizados por la Asociación Consulproy-Consulnac-Consultora CAV en el año 2012, en donde se establecen el día y la hora donde ocurre la máxima demanda y que sirven de referencia para el presente trabajo. El cálculo de los datos



de tránsito, características geométricas, condición de la superficie de rodadura, se detallan en el Anexo N° 2.

Volumen en ambos sentidos:	723	veh/h
Distribución direccional:	50/50	
Factor de Hora Pico:	0.918	
Composición del tránsito:	Automóviles 79% Buses 5% Camiones 16%	
Porcentaje de zonas de no rebase:	54%	
Puntos de acceso / km:	2	

Tabla 4-2. *Datos de Tránsito*

4.2.1 Velocidad promedio de viaje (S_{FM})

La velocidad promedio de viaje (S_{FM}) se determina a partir del promedio de las velocidades medias (V_m) obtenidas en campo en los diferentes segmentos en donde se realizaron las mediciones de velocidad de punto (Tabla 3-9). La velocidad promedio de viaje en el tramo de prueba S_{FM} es igual a 68.6 km/h.

4.2.2 Niveles de Servicio (LOS)

Los niveles de servicio para vías de dos carriles permiten evaluar el nivel de servicio y la capacidad para dos escenarios: el operacional y de planeamiento. En el presente caso se realiza una evaluación operacional.

De acuerdo con la clasificación funcional (Tabla 2-1) la vía Zhud – Biblián se clasifica como C1, y corresponde a una vía de dos carriles Clase I, pues se trata de una vía que recibe el tráfico de los caminos vecinales y sirve de interconexión con importantes zonas urbanas. Los parámetros básicos para determinar el nivel de servicio son la velocidad media de viaje (ATS) y el porcentaje de tiempo consumido en seguimiento (PTSF).

4.2.3 Cálculo del nivel de servicio

Para demostrar el efecto de la condición de la superficie de rodadura en el cálculo de la capacidad y niveles de servicio se presentan a continuación las Tablas 4-3 y 4-4. La Tabla 4-3

presenta los niveles de servicio considerando la metodología estándar del manual HCM2000, mientras que la Tabla 4-4 considera la condición de la superficie de rodadura.

VELOCIDAD MEDIA DE VIAJE (ATS)						
Factor de ajuste por pendiente	fG	0.9	Tabla 2-7	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$		
Equivalente en autos para camiones	ET	1.9	Tabla 2-9			
Equivalente en autos p.veh.recreacionales	ER	1.1	Tabla 2-9			
Factor de ajuste por vehículos pesados (Ec. 2-4)	fHV	0.87				
Volumen en equivalente (ambos sentidos) (Ec. 2-3)	Vp	971	Veh. Equiv. h			
VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE MEDIDA EN CAMPO			VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE (ESTIMADA)			
Velocidad según medición de campo	SFM	68.6	km/h	Vel. Flujo Libre de referencia	BFFS	0.0
Volumen observado	VF	788.0	veh/h	Ajuste por ancho de carril y berm a	fLS	0.0
Velocidad de Flujo Libre (Ec. 2-1)	FFS	80	km/h	Ajuste por cantidad puntos de accesos	fA	0.0
FFS = SFM + 0.0125 (VF / fHV)				Velocidad de Flujo Libre	FFS	0
Ajuste por zonas c.prohib. de sobrepaso	fnp	3.0	Tabla 2-11	FFS = BFFS - f _{LS} - f _A		
Velocidad media de viaje (Ec. 2-5)	ATS	66	km/h			
$ATS = FFS - 0.0125V_p - f_{np}$						
Porcentaje de tiempo perdido por seguimiento (pelotón)						
Factor de ajuste por pendiente	fG	0.9	Tabla 2-8	$BPTSF = 100(1 - e^{-0.000879v_p})$		
Equivalente en autos para camiones	ET	1.5	Tabla 2-10			
Equivalente en autos p.veh.recreacionales	ER	1.0	Tabla 2-10			
Factor de ajuste por vehículos pesados (Ec. 2-4)	fHV	0.93				
Volumen en equivalente (ambos sentidos) (Ec. 2-3)	Vp	914	Veh. Equiv. h			
% tiempo perdido p. viajar a pelotón ref. (Ec. 2-7)	BPTSF	55%				
Ajuste p/distr. dir y zonas c.prohib. sobrepaso	fd.np	11.5	Tabla 2-12			
Porcentaje tiempo perdido x viajar pelotón	PTSF	67%				
Nivel de Servicio y Medidas de Rendimiento						
Nivel de Servicio	LOS	D	EXHIBIT 10-3			
Relación volumen / capacidad	V / C = Vp / 3200	30%				
Vehículos-km (pico 15')	V _{kmT15}	669	veh-km			
V _{kmT15} = 0.25 L _T (V / PHF)						
Vehículos-km (Hora pico)	V _{kmT60}	2,488	veh-km			
V _{kmT60} = L _T * V						
Tiempo total de viaje (pico 15')	TT15	10	veh-h			
TT ₁₅ = V _{kmT15} / ATS						

Tabla 4-3. Cálculo de la capacidad y nivel de servicio - HCM 2000.

El segmento analizado corresponde a una vía de dos carriles Clase I. El tramo de prueba es del tipo continuo (vía interurbana). De acuerdo con los resultados se concluye que el nivel de servicio se clasifica como D, las condiciones de flujo de tráfico son el resultado de la interacción entre los vehículos y el flujo de tráfico, la geometría y las características medioambientales del camino.

La velocidad promedio de viaje es de 66 km/h, y un porcentaje de tiempo perdido (PTSF) por viajar en pelotón es del 67%.



VELOCIDAD MEDIA DE VIAJE (ATS)				
Factor de ajuste por pendiente	fG	0.9	Tabla 2-7	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$
Equivalente en autos para camiones	ET	1.5	Tabla 2-9	
Equivalente en autos p/veh.recreacionales	ER	1.1	Tabla 2-9	
Factor de ajuste por vehículos pesados (Ec. 2-4)	fHV	0.87		
Volumen equivalente (am bos sentidos) (Ec. 2-3)	Vp	971	Veh.Equiv./h	
FACTOR DE REDUCCION POR CONDICION DE LA SUPERFICIE DE RODADURA				
Condición de la superficie de rodadura	IRI	4.13	m/km	Factor de reducción de la velocidad (Ec. 3-2) f_p 6.32 km/h
VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE MEDIDA EN CAMPO				
Velocidad según medición de campo	SFM	68.6	km/h	VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE (ESTIMADA)
Volumen observado	VF	788.0	veh/h	Vel. Flujo Libre de referencia BFFS 0.0
Velocidad de Flujo Libre (Ec. 2-1)	FFS	74	km/h	Ajuste por ancho de carril y berma fLS 0.0 Tabla 2-5
FFS = SFM + 0.0125 (Vf / fHV) - f _p				Ajuste por cantidad puntos de accesos fA 0.0 Tabla 2-5
Ajuste por zonas c/prohib. de sobrepaso	fnp	3.0	Tabla 2-11	Velocidad de Flujo Libre FFS 0 km/h
Velocidad media de viaje (Ec. 2-5)	ATS	58	km/h	FFS = BFFS - f _{LS} - f _A - f _p
$ATS = FFS - 0.0125 V_p - f_{np}$				
Porcentaje de tiempo perdido por seguimiento (pelotón)				
Factor de ajuste por pendiente	fG	0.9	Tabla 2-8	$BPTSF = 100(1 - e^{-0.000679v_p})$
Equivalente en autos para camiones	ET	1.5	Tabla 2-10	
Equivalente en autos p/veh.recreacionales	ER	1.0	Tabla 2-10	
Factor de ajuste por vehículos pesados (Ec. 2-4)	fHV	0.93		
Volumen equivalente (am bos sentidos) (Ec. 2-3)	Vp	914	Veh. Equiv./h	
% tiempo perdido p/viajar e/pelotón ref. (Ec. 2-7)	BPTSF	55%		
Ajuste p/dist. dir y zonas c/prohib. sobrepaso	fd,np	11.5	Tabla 2-12	
Porcentaje tiempo perdido x viajar pelotón	PTSF	67%		
Nivel de Servicio y Medidas de Rendimiento				
Nivel de Servicio	LOS	E	EXHIBIT 20-3	
Relación volumen / capacidad		30%		
$V / C = V_p / 3200$				
Vehículos-km (pico 15')	V _{kmT15}	669	veh-km	
$V_{kmT_{15}} = 0.25 L_T (V / PHF)$				
Vehículos-km (Hora pico)	V _{kmT60}	2,458	veh-km	
$V_{kmT_{60}} = LT * V$				
Tiempo total de viaje (pico 15')	TT15	11	veh-h	
$TT_{15} = V_{kmT_{15}} / ATS$				

Figura 4-3. Cálculo de la capacidad y niveles de servicio - HCM2000 considerando la condición de la superficie de rodadura.

En este análisis el nivel del servicio se clasifica como E. Las maniobras de rebase son vuelven dificultosas a este nivel, los grupos vehiculares son intensos a medida que se encuentran vehículo lentos.

Los valores de la velocidad media de viaje (ATS= 58 km/h) demuestran el efecto de la condición de la superficie de rodadura al ser afectada por el factor de reducción de la



velocidad (f_p), debido a la condición de la superficie de rodadura. En cuanto al tiempo perdido por seguimiento, se mantienen el mismo porcentaje (PTSF=67%).

CAPÍTULO V. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 RESULTADOS

Para ejemplarizar la metodología propuesta, se analizó la vía Zhud – Biblián en los tramos construidos en pavimento rígido: Tramo I (0+000 – 9+124), Tramo II (24+609 – 46+069) y Tramo III (47+509 – 53+019). En base al relevamiento de información realizada en los diferentes tramos, se obtuvo valores del IRI promedio de 4.61 m/km, 4.13 m/km y 4.75 m/km, tramos I, II y III respectivamente (ECUATEST, 2014). Los valores obtenidos se encuentran



fuera del rango de aceptación que exigen las normas nacionales NEVI-12 ($IRI \leq 2$ m/km) y MOP-001-F 2002 ($IRI \leq 2.5$ m/km) y según las especificaciones internacionales, el estado de la capa de rodadura se clasifica como de mala a regular.

Los valores del índice de regularidad internacional fueron obtenidos en segmentos de 10 m en cada carril y posteriormente mediante el concepto de media móvil se determinó el IRI para tramos de 100 m. Las variaciones en la longitud del intervalo de medición del IRI, tienen incidencia directa en los resultados de forma tal que los valores se suavizan como consecuencia de promediar. Si se toman longitudes mayores a los 100 m, los resultados pueden dar un valor erróneo de una vía en buen estado. En el presente trabajo se utiliza longitudes de 100 m que son de uso general para el control de calidad del acabado de pavimentos.

El tramo seleccionado para realizar la calibración se localiza en el carril derecho del Tramo II entre las abscisas 24+609 y 46+069. Los valores del IRI se encuentran entre 1.48 m/km hasta un máximo de 7.28 m/km.

La metodología propuesta plantea hallar una correlación entre la velocidad y el estado de la capa de rodadura, para lo cual se seleccionan segmentos con diferentes IRIs en los cuales se realizan mediciones de velocidad de punto.

Las mediciones de velocidad en cada segmento se realizaron durante períodos de bajo volumen de tránsito (200 veh/h), pues el objetivo es determinar la velocidad de los vehículos sin que estén afectados por la presencia de otros vehículos. En casos en los que se presentan grupos de vehículos, se toma la velocidad del vehículo que encabeza el pelotón. Se descartan los casos en que los vehículos viajen a más de 100 km/h por encontrarse fuera de la normativa vigente. Para establecer el efecto de la condición de la capa de rodadura las mediciones se realizan al final del segmento seleccionado.

Para garantizar los resultados del estudio de velocidades, se estableció un tamaño de muestra mínimo de 63 casos de velocidad para tener un nivel de confiabilidad del 95.5%, y un error de 2.5 km/h en la estimación de la velocidad de punto. El tamaño total de la muestra en cada segmento fue de alrededor de 71 vehículos.



El procesamiento de datos se hace mediante un análisis de frecuencias de datos agrupados, en grupos con un rango de velocidad de 5 km/h.

Debido a que el comportamiento de los buses se aproxima mayormente al de los vehículos livianos, éstos fueron considerados en el procesamiento de datos para la obtención de las velocidades.

A partir de la distribución de frecuencias se obtiene la frecuencia relativa acumulada por medio de la cual se determina el percentil 85 (V_{85}). El valor del percentil 85 (P_{85}) es adoptado por cuanto es utilizado como límite máximo al que deben proyectarse los dispositivos de control de tránsito (Cal y Mayor, 1994).

Se analizaron seis segmentos con valores de IRI comprendidos en el rango de 2.166 m/km a 7.284 m/km en donde las velocidades fluctúan entre 86.15 km/h a 74.69 km/h.

A partir del gráfico de los IRIs vs Velocidades (V_{85}), se establece una curva de correlación. La mejor correlación es la que se ajusta a un polinomio de grado dos: $Y = -0.4554X^2 + 2.5792X + 80.795$. El coeficiente de determinación R^2 es igual a 0.7712 por lo que se puede considerar un ajuste de alto grado, en términos de que la predicción de los resultados es aceptable.

Mediante el uso de la ecuación que relaciona el IRI con la velocidad, se establecen los rangos de reducción de la velocidad, tomando como referencia la velocidad ideal o de proyecto. Considerando que se trata de una vía arterial Tipo I (MOP-2003) y un TPDA proyectado al 2020 de alrededor de 5000 vehículos, se establece como velocidad de proyecto 90 km/h, ya que por concepto ésta debe corresponder a las características ideales de la vía (relieve llano).

Tomando como referencia la velocidad ideal (90 km/h), se determina la reducción de velocidad para un rango de valores IRI entre 2.5 m/km a 6 m/km.

Seguidamente se realiza un gráfico de dispersión entre los valores de IRI vs la reducción de velocidad para analizar su comportamiento y se efectúa una correlación entre ellos, obteniéndose la ecuación para estimar la reducción de la velocidad debido al estado del



pavimento: $Y=0.4554X^2-2.5792X+9.205$. Los valores resultantes de esta ecuación son utilizados como factor de reducción de la velocidad en la estimación de la velocidad a flujo libre (FFS). La aplicabilidad de la ecuación está restringida para un rango de valores IRI entre 2.5 m/km a 6 m/km.

Para determinar la velocidad de flujo libre (FFS), el manual HCM 2000 establece dos formulaciones: la primera (Ec. 2-1) se utiliza cuando el volumen de tránsito supera los 200 vehículos/hora y la segunda (Ec. 2-2) parte del hecho de que la velocidad a la que circulan los vehículos ocurre en un amplio rango (70 km/h a 100 km/h), tornándose difícil determinar una FFS.

Las nuevas expresiones (Ec. 4-1 y Ec. 4-2) para el cálculo de la velocidad a flujo libre son el resultado de incorporar el factor de reducción debido a la condición de la superficie de rodadura en las ecuaciones Ec. 2-1 y Ec. 2-2 respectivamente.

El tramo de prueba está caracterizado por un volumen de 723 v/h (ambos sentidos), el factor de hora pico es igual a 0.918 y el tránsito está compuesto por 79% de automóviles, 5% de buses y un 16% de camiones. Las características geométricas de la vía corresponden a una vía arterial Tipo I, de acuerdo con la clasificación funcional de carreteras (NEVI12, MOP 2003).

El nivel de servicio (LOS) en el HCM se determina en base a dos parámetros de comportamiento del tránsito, la velocidad media de viaje (ATS) y el porcentaje de tiempo empleado en seguimiento (PTSF).

Para la determinación del nivel de servicio se realiza un análisis operacional del tramo de prueba. La vía Zhud – Biblián se clasifica como C1 (Tabla 2-1), y corresponde a una vía de dos carriles Clase I, pues se trata de una vía que recibe el tráfico de los caminos vecinales y sirve de interconexión con importantes zonas urbanas. Los parámetros básicos para determinar el nivel de servicio son la velocidad media de viaje (ATS) y el porcentaje de tiempo consumido en seguimiento (PTSF).



La velocidad promedio de viaje (S_{FM}) en el tramo de prueba es de 68.6 km/h, y se obtuvo a partir del promedio de las velocidades medias (V_m) obtenidas en campo en los diferentes segmentos en donde se realizaron las mediciones de velocidad de punto.

La aplicación de la metodología estándar del HCM 2000 da como resultado un nivel de servicio “D”. En este nivel, las condiciones de flujo de tráfico son el resultado de la interacción entre los vehículos y el flujo de tráfico, la geometría y las características medioambientales del camino. La velocidad promedio de viaje calculada (ATS) es de 66 km/h, y un porcentaje de tiempo perdido (PTSF) por viajar en pelotón es del 67%.

En cambio el cálculo del nivel de servicio, HCM 2000, considerando la condición de la superficie de rodadura da un nivel de servicio “E”. Las maniobras de rebase se vuelven dificultosas a este nivel, los grupos vehiculares son grandes a medida que se encuentran vehículo lentos. La velocidad promedio de viaje calculada (ATS) es de 58 km/h, y un porcentaje de tiempo perdido (PTSF) por viajar en pelotón es del 67%.

El tiempo perdido por viajar en pelotón (PTSF) es similar para los dos métodos, mientras que la velocidad promedio (ATS) disminuye en 8 km/h en el método que emplea el factor de reducción (f_P), lo que hace que el nivel de servicio disminuya. Esto demuestra que la condición de la superficie de rodadura tiene un efecto decisivo al momento de evaluar el nivel de servicio de una carretera.

5.2 CONCLUSIONES

El estado de la superficie de rodamiento (Índice de Rugosidad Internacional – IRI) influye en la reducción de la capacidad vial, utilizar la metodología del HCM sin hacer ajustes debido a este factor, implicaría seguir cometiendo errores en la planificación, el diseño y la construcción de la infraestructura vial.

A nivel local, como en muchos países del mundo, el análisis operacional de las carreteras se fundamenta en el manual de capacidad de carreteras Highway Capacity Manual (HCM) de los Estados Unidos de América. Por lo tanto, el uso del manual debe tomarse con cuidado



pues la mayoría de los datos de investigación, los valores por defecto y las aplicaciones, son particularmente para este país.

Bajo estas consideraciones, en el presente trabajo de investigación se plantea modificar el análisis de la capacidad y niveles de servicio para que los resultados obtenidos reflejen las condiciones en que operan las carreteras a nivel local. Los ajustes planteados se realizan para las vías de dos carriles (uno por sentido de circulación), que son las que mayoritariamente conforman la red vial de nuestro país.

El alcance de la investigación está limitada a las vías de flujo continuo (vías interurbanas), Clase I en donde la velocidad y los tiempos de viaje son determinantes y los conductores esperan viajar a mayores velocidades.

El proyecto de investigación se realiza para vías de pavimento rígido, sin embargo puede extenderse para vías de carpeta asfáltica.

La investigación realizada corresponde a un tramo de prueba, y por lo tanto los resultados son el reflejo de las características de tránsito y condición de la superficie de rodadura en el momento que se realizaron las mediciones en dicho tramo.

Los resultados obtenidos permiten establecer que una disminución de la velocidad promedio de viaje (ATS) del 10% entre el método estándar HCM2000 y el modificado considerando el estado superficial del pavimento (fp), origina una disminución de una categoría en el nivel de servicio.

5.3 RECOMENDACIONES

A partir del presente trabajo de investigación se plantea iniciar un proceso de investigación continua que se extienda al resto de carreteras que conforman la red vial, de tal forma que permitan ajustar de mejor manera los efectos debido a la condición de la superficie de rodadura, así como llegar a constituirse en una herramienta de ayuda para la evaluación de la red vial local.

A futuro la metodología planteada podría convertirse en normativa para la administración de los contratos de concesión de mantenimiento vial (contratos por niveles de servicio) que en



la actualidad se han vuelto en una modalidad para mantener un nivel de servicio óptimo de la vialidad local.

Así mismo, puede llegar a ser una herramienta para los administradores de la red vial, pues los resultados ajustados a la realidad local darán mayor soporte a la toma de decisiones en lo que respecta a los trabajos de conservación, mantenimiento, rehabilitación y reconstrucción de la infraestructura vial.

Para mejores resultados es necesario ampliar los tramos de análisis así como el levantamiento de información de manera periódica en las mismas secciones de la vía a fin de comparar los resultados.

Se sugiere realizar un análisis similar para pavimentos flexibles, considerando el estado superficial de la capa de rodadura y la velocidad para este tipo de calzada.

Se recomienda realizar análisis para vías multicarriles ya que en los últimos años los proyectos de vías de tres o más carriles son más frecuentes a nivel local y nacional, y se vuelve indispensable contar con una herramienta que sirva a los administradores viales en los procesos de planificación y fiscalización de los proyectos de rehabilitación, mantenimiento o reconstrucción para este tipo de vías (Autopista Cuenca Azogues, vía Molleturro – Tamarindo).

CAPITULO VI. BIBLIOGRAFÍA

Archondo, R. (2009). *RONET, Road Network Evaluation Tools*.

Arriaga et al, 1. (1998). *Indice Internacional de Rugosidad en la red de carreteras de México*. Qro.

Badilla et al. (2008). *Determinación de un procedimiento de ensayo para el cálculo del IRI*.



- ECUATEST. (2014). *Estudios para la evaluación funcional y estructural - Determinación del IRI y la Macrotextura, Medición de deflexiones, Espesores de la capa de pavimento y Nivel de fisuración de las losas del pavimento rígido*. Cuenca.
- F. Caro, G. P. (2012). *Análisis y criterios para el cálculo del Índice de Rugosidad Internacional (IRI) en vías urbanas colombianas que orienten la elaboración de una especificación técnica*.
- Gallegos et al. (2004). *Efecto de la Regularidad superficial en la capacidad vial de autopistas y carreteras multicarril mexicanas*.
- Gallegos, R. (1997). *Efecto de las condiciones superficiales del pavimento, en la capacidad vial de las carreteras multicarriles*.
- LANAMMEUCR. (2013). *Propuesta para la definición de un procedimiento de medición y análisis del Índice de Regularidad Internacional (IRI)*.
- Maldonado. (2010). *Validación de la metodología del manual de capacidad HCM a las condiciones locales para el análisis de operación en carreteras*.
- Mayor, C. y. (2007). *Ingeniería de Tránsito*. México.
- MOP. (2002). *MOP - 001-F 2002, Especificaciones Generales para Caminos y Puentes*. Quito.
- MTOP. (2003). *Normas de diseño geométrico de carreteras*. Quito, Ecuador.
- MTOP. (2012). *Estudios de Factibilidad de la vía de circunvalación El Tambo - Cachi*. Cañar.
- NEVI-12. (2013). *NEVI-12 Norma Ecuatoriana Vial, MTOP*.
- Sánchez, M. (2011). *Análisis de Nivel de Servicio y Capacidad de Segmentos Básicos de Autopistas, Segmentos Trenzados y Rampas de acuerdo al Manual de Capacidad de Carreteras HCM2000 aplicando MathCad*.
- SEDESOL. (2000). *Programa de asistencia técnica en Transporte Urbano para las ciudades medias mexicanas, Manual Normativo, Tomo XII*.

CAPITULO VII. ANEXOS