

Trabajo premiado

Sexta Edición

2015 • 2016



premio internacional

A LA INNOVACIÓN EN CARRETERAS

JUAN ANTONIO FERNÁNDEZ DEL CAMPO

Diseño de zonas de adelantamiento para la mejora de la seguridad y la funcionalidad de carreteras convencionales

Dr. Ana Tsui Moreno Chou

Dr. Carlos Llorca García

Prof. Dr. Alfredo García García

Presidente



D. ALBERTO BARDESI ORÚE-ECHEVARRÍA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Asociado del Departamento de Transportes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. ExPresidente de Eurobitume. Delegado Español en la Comisión Permanente del Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA). Director de la Asociación Técnica de Carreteras. Medalla de Honor de la Carretera con Mención Especial (AEC).

Vocales (relacionados alfabéticamente)



D. PABLO BUENO TOMÁS

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Consejero Delegado de TYPSA. Presidente de la Federación Internacional de Ingenieros Consultores (FIDIC). Vicepresidente de la Federación Europea de Asociaciones de Ingeniería y Consultoría (EFCA) (2004-2009). Miembro del Comité Ejecutivo de la Asociación Española de Empresas de Ingeniería y Consultoría (TECNIBERIA) (2003-2007). CEO del Año 2015 por la Asociación Británica de Empresas de Ingeniería (ACE). Medalla de Honor del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.



D. ÓSCAR DE BUEN RICHKARDAY

Ingeniero Civil y Maestro en Ciencias. Presidente de la Asociación Mundial de la Carretera (AIPCR). Académico de Número de la Academia Mexicana de la Ingeniería. Medalla al Mérito Internacional de la Asociación Española de la Carretera.



D. ESTEBAN DIEZ ROUX

Ingeniero Civil. Doctor en Filosofía y Maestro en Ciencias en Ingeniería. Especialista Principal de Transporte del Banco Interamericano de Desarrollo (BID). Coordinador del Área de Conocimiento e Investigación de la División de Transporte del BID. Asesor de los Gobiernos de Latinoamérica y el Caribe en Política de Transportes.



D. FEDERICO FERNÁNDEZ ALONSO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero Técnico en Construcciones Civiles. Master en Gestión Pública Directiva y Diplomado en el Curso Superior de Gestión Empresarial. ExSubdirector General de Gestión de la Movilidad de la Dirección General de Tráfico del Ministerio del Interior del Gobierno de España. Medalla al Mérito Profesional del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Medalla al Mérito de la Protección Civil y Medalla al Mérito de la Guardia Civil. Medalla de Honor de la Carretera con Mención Especial (AEC).



D. CÉSAR AUGUSTO PEÑA JIMÉNEZ

Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de Colombia. Posgrado en Ingeniería Civil por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona - Departamento de Ingeniería del Terreno, Minera y Cartográfica (Universidad Politécnica de Cataluña). Executive MBA por ESADE. En la actualidad, Gerente de Obras y Conservación del Grupo ABERTIS, responsabilidad ostentada también hasta 2015 en Abertis Autopistas de España.



D. FÉLIX EDMUNDO PÉREZ JIMÉNEZ

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de Caminos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universidad Politécnica de Cataluña). Medalla de Honor de la Carretera con Mención Especial (AEC). I Premio Internacional a la Innovación en Carreteras "Juan Antonio Fernández del Campo".

Secretario



D. JACOBO DÍAZ PINEDA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Secretario de la Fundación de la Asociación Española de la Carretera (FAEC). Director General de la Asociación Española de la Carretera (AEC). Presidente de la Federación Europea de Carreteras (ERF). Presidente del Instituto Vial Ibero-Americano (IVIA).

Comité de Valoración

D. PEDRO BERRUEZO MARTÍNEZ-ILLESCAS

Subdirector General de Construcción de la Dirección General de Carreteras. **COMUNIDAD DE MADRID - CONSEJERÍA DE TRANSPORTES, VIVIENDA E INFRAESTRUCTURAS**

D. FRANCISCO JOSÉ LUCAS OCHOA

Jefe de Asistencia Técnica y Desarrollo. **REPSOL**

D. ENRIQUE MIRALLES OLIVAR

Director Técnico. **ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE LA CARRETERA (AEC)**

D. VICENTE PÉREZ MENA

Director Técnico. **CEPSA COMERCIAL PETRÓLEO**

D^a MARTA RODRIGO PÉREZ

Secretaria de la Comisión de Valoración. **FUNDACIÓN DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE LA CARRETERA (FAEC)**

D^a PILAR SEGURA PÉREZ

Jefa del Servicio de Materiales. Dirección Técnica. **DRAGADOS**

D. IÑAKI ZABALA ZUAZO

Director del Área Norte de IECA. **OFICEMEN-IECA**

Fallo del Jurado de la "VI Edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo", adoptado en la reunión celebrada en Madrid el 16 de noviembre de 2016.

El miércoles 16 de noviembre de 2016, se reúnen en Madrid los miembros del Jurado de la "VI Edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo", actuando como Presidente D. Alberto Bardesi Orúe-Echevarría y como Secretario D. Jacobo Díaz Pineda.

(...)

Tras una intensa deliberación y por acuerdo unánime del Jurado, cuyos miembros emiten su dictamen personalmente, se acuerda otorgar el galardón como mejor trabajo de innovación en carreteras presentado a la "VI Edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo" al original que lleva por título **"Diseño de zonas de adelantamiento para la mejora de la seguridad y la funcionalidad de carreteras convencionales"**, del que son autores D^a Ana Tsui Moreno Chou, D. Carlos Llorca García y D. Alfredo García García.

Asimismo, el Jurado acuerda reconocer con un Accésit el trabajo titulado **"Modelización micromecánica de mezclas asfálticas para el diseño de pavimentos flexibles"**, del que es autor D. Fernando Óscar Martínez.

INNOVACIÓN PARA PRESERVAR LO QUE MÁS NOS IMPORTA



Juan Fco. Lazcano Acedo

Presidente de la Fundación de la Asociación Española de la Carretera (FAEC) y del Comité de Gestión del "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo"

Inmersos como estamos en la era digital, en este mundo global de integración de economías, fusión cultural, información colaborativa y, en definitiva, de comunicación de todos para todos, el reto de innovar ha dejado de ser tal reto para convertirse en una obligación.

El conocimiento circula alrededor del planeta impulsado por las Tecnologías de la Información y la Comunicación (TIC) y arropado por Internet. Gracias a ello -y obviaremos aquí los efectos negativos de la globalización, que también los tiene- se avanza mucho más rápido en todos los ámbitos del saber, y los países menos favorecidos -al menos buena parte de ellos- tienen acceso a ese preciado bien que denominamos conocimiento y nuevas tecnologías.

Innovación y difusión. Tecnología para el desarrollo. Progreso social e individual.

Son planteamientos que se adaptan a la perfección a la investigación viaria.

Así, la innovación tecnológica aplicada a las carreteras hace de éstas un modo de transporte más seguro y cómodo, con un menor impacto ambiental, más eficiente. Más que innovación es revolución, ya que pone "patas arriba" aquello que creíamos tener como verdades absolutas y que ya no

parecen serlo tanto. Las carreteras hablan, se construyen con paneles solares, son capaces de generar energía, las calles se liberan de semáforos, y los asfaltos derriten el hielo... En realidad, aún no, pero será así en breve.

Hace ahora algo más de un decenio, la Asociación Española de la Carretera supo ver en los planteamientos citados una puerta al futuro. Y justamente por ello, y con el fin de fomentar la investigación, generar innovación y favorecer la difusión del conocimiento en el ámbito viario para mejorar la vida de las personas, constituyó en 2005 el "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo". Denominado, precisamente, con el nombre de un gran renovador, adelantado a su tiempo y uno de los mayores difusores del conocimiento que la tecnología viaria española fue acumulando durante las *décadas prodigiosas* de mediados de los años ochenta del pasado siglo hasta 2005, aproximadamente.

Once años y seis ediciones después, la apuesta ha resultado ganadora. No solo por la capacidad de convocatoria que el certamen ha tenido en estos lustros, sino, sobre todo, por el elevado nivel científico de las aportaciones recibidas en las distintas ediciones celebradas hasta el momento.

Esta última, la sexta, ha batido además el récord de trabajos presentados. Un total de 35 investigaciones han optado a este prestigioso galardón.

Y se ha alzado con él un estudio que es una muestra clara de lo que la investigación y las tecnologías aplicadas a las infraestructuras viarias pueden hacer por las personas, por mejorar y proteger su vida.

Bajo el título *Diseño de zonas de adelantamiento para la mejora de la seguridad y la funcionalidad de carreteras convencionales*, el estudio

que se reproduce íntegramente en estas páginas propone una metodología para el diseño geométrico y la señalización de las zonas de adelantamiento de las carreteras convencionales que garantice una visibilidad segura. Plantea una metodología de evaluación de la funcionalidad del tráfico en este tipo de vías atendiendo simultáneamente a las características del conjunto de las zonas de adelantamiento y al tipo de trazado en planta y en alzado.

La investigación es fruto del trabajo desarrollado por un equipo de profesionales procedentes del ámbito universitario e integrado por Ana Tsui Moreno Chou, Carlos Llorca García y Alfredo García García, todos ellos del Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras del Instituto del Transporte y Territorio de la Universitat Politècnica de València.

Con este estudio, y una vez más, el "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo" ha conseguido que la producción científica y técnica en el marco viario y en lengua castellana traspase fronteras, y que los profesionales del sector tengan un referente en el ámbito de la investigación de carreteras.

Desde estas páginas les transmito a todos ellos mis más sincera felicitación por el gran trabajo que han presentado a concurso y que, finalmente, se ha alzado con el Premio.

Además, el Jurado de la VI Edición del certamen ha concedido un Accésit al trabajo que lleva por título *Modelización micromecánica de mezclas asfálticas para el diseño de pavimentos flexibles*, desarrollado por Fernando Óscar Martínez, Doctor Ingeniero e Investigador del Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario, a quien también traslado mis felicitaciones.

Presidido por un gran colega y amigo, Alberto Bardesi Orúe-Echevarría, el Jurado de esta convocatoria ha tenido que sortear importantes dificultades asociadas a la alta calidad y nivel científico-técnico de los trabajos que han concursado. Pero, haciendo honor a los vastos conocimientos de todos sus integrantes y a una loable ecuanimidad, no puedo por menos que reconocer, aplaudir y agradecer la magnífica labor realizada.

Del mismo modo, deseo que estas líneas sirvan de reconocimiento a todas las empresas e instituciones que patrocinan y apoyan esta iniciativa: Banco Caminos, CEPSA y Repsol, la Dirección General de Carreteras e Infraestructuras de la Consejería de Transportes, Vivienda e Infraestructuras de la Comunidad de Madrid, la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España (Oficemen) y Dragados, Acciona Infraestructuras, Eiffage Infraestructuras, Euroconsult, FCC Construcción, Ferrovial Agromán, Grupo Isolux Corsán, OHL y Sacyr.

Y cómo no, mi más sincero agradecimiento a los participantes en el certamen. Conocer el esfuerzo investigador de todos ellos y el extraordinario nivel científico de sus trabajos ha sido sin duda un gran honor.

En Madrid, a 1 de diciembre de 2016

AL BIEN HACER JAMÁS LE FALTA PREMIO



Alberto Bardesi Orúe-Echevarría
Presidente del Jurado del
"VI Premio Internacional a
la Innovación en Carreteras
Juan Antonio Fernández
del Campo"

Lo dijo Cervantes por boca de Don Quijote, y en este año de conmemoración del IV centenario de la muerte del escritor no está de más recordarlo: "Al bien hacer jamás le falta premio".

Sobre todo, porque la afirmación encaja a la perfección en estas breves líneas que preceden, a modo de prólogo, a la publicación del trabajo ganador de la sexta edición del "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo".

Un trabajo que, sin duda, merece el reconocimiento del sector por su rigurosidad, su enorme labor de investigación experimental y por las soluciones prácticas que plantea para mejorar la seguridad de la circulación en las carreteras convencionales. Su objetivo, responder de manera sistemática, matemática podríamos decir, a uno de los desafíos a los que se enfrenta el sector viario: la accidentalidad, y más concretamente a los accidentes provocados por adelantamientos en las vías de un solo carril por sentido.

Pero la carretera, como modo de transporte líder en la movilidad de viajeros y mercancías, se enfrenta desde hace unos años a otros muchos retos. Algunos, y no son los menos importantes, surgidos por la escasez de recursos económicos. Otros, planteados por el desarrollo tecnológico experimen-

tado en actividades productivas que, aunque tangenciales al fenómeno viario, le afectan directamente. Cabría citar el caso de la industria del motor, los aviones no tripulados, los sistemas de geolocalización, las ciudades inteligentes, la realidad virtual o las aplicaciones del llamado *Big Data*.

Son, pues, muchos los cambios, y algunos muy radicales. Tanto, que se habla ya de disrupción, de una ruptura brusca de los modelos existentes. Ante esta evolución sin precedentes, los profesionales de las infraestructuras viarias debemos buscar respuestas.

Y en esa búsqueda hemos de llamar necesariamente a la puerta de la innovación. Innovación entendida no solo como la creación de nuevas aplicaciones y tecnologías. También como una nueva forma de ver el mundo, de ilusionarnos y de ilusionar. Porque si logramos cambiar nuestra perspectiva, seremos capaces de cambiar los procesos y los modelos existentes; solo así estaremos en condiciones de atraer -de resultar atractivos social y políticamente- y solo así avanzaremos.

El "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras Juan Antonio Fernández del Campo" es, estoy seguro de ello, un paso más en esa búsqueda de soluciones, en la exploración de esa nueva mirada con la que debemos observar lo que nos rodea. Y todos y cada uno de los investigadores que con su trabajo han nutrido y dado prestigio a este certamen han contribuido definitivamente a conseguirlo.

El Premio es, además, la respuesta a la integración de las comunidades científicas del ámbito iberoamericano. Muchos han sido los países que en estas seis ediciones han aportado el saber y la experiencia de sus profesionales. Entre los más proliferos se encuentran España, México, Argentina y Colombia.

Los miembros del Jurado posan tras la adopción del fallo, el 16 de noviembre de 2016



Pero además, el carácter internacional de este certamen queda reforzado por la composición de su Jurado, entre cuyos vocales figuran responsables de entidades tan destacadas como el Banco Interamericano de Desarrollo o la Asociación Mundial de la Carretera, junto a acreditados expertos del ámbito docente y altos cargos de empresas multinacionales con dilatadas trayectorias.

Ostentar la Presidencia de un Jurado de este nivel ha representado para mí un doble motivo de satisfacción, profesional y personalmente. En el primer caso, porque he tenido la oportunidad de trabajar con todos sus integrantes, ilustres profesionales que otorgan un plus de valor añadido a un Premio, *per se*, muy valorado.

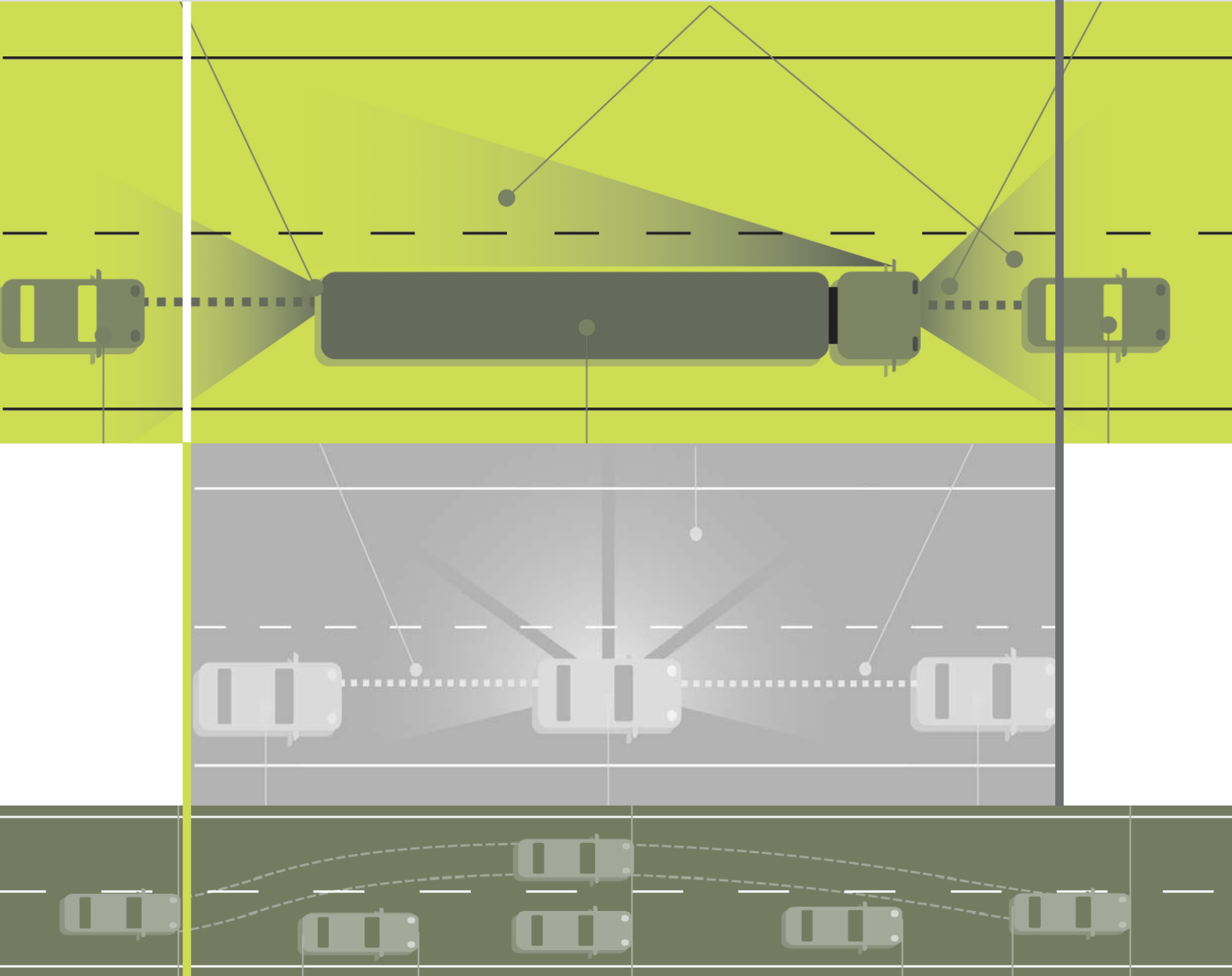
Y en el segundo, porque tras cinco ediciones -una década - bajo la batuta del gran José Luis Elvira Muñoz, fui designado por la Fundación de la Asociación Española de la Carretera para relevar a quien fuera mi profesor y mentor y quien ha sido y es amigo incondicional.

No puedo finalizar estos párrafos sin recordar también al hombre que inspiró la creación de este Premio y que le da nombre, el insigne Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Juan Antonio Fernández del Campo.

Como bien saben todos aquellos que le conocieron, en sus más de 40 años de ejercicio profesional, Fernández del Campo abordó su actividad desde muy diversas perspectivas, como profesor, empresario o investigador, mostrando en todas ellas una ejemplar trayectoria. Esto unido a su carácter honesto y sobre todo generoso para con los demás, le hicieron gozar de un gran prestigio nacional e internacional, muy especialmente en los países del entorno iberoamericano.

El éxito del "Premio Internacional a la Innovación en Carreteras *Juan Antonio Fernández del Campo*" es el triunfo del trabajo bien hecho. El reconocimiento al ingenio y la genialidad de hombres y mujeres, y de organizaciones que, pese a los obstáculos a salvar, no cejan en el empeño por aportar soluciones novedosas en un permanente desafío por revitalizar el mundo de la Carretera. A este bien hacer, nunca ha de faltarle premio.

En Madrid, a 1 de diciembre de 2016



DISEÑO DE ZONAS DE ADELANTAMIENTO PARA LA MEJORA DE LA SEGURIDAD Y LA FUNCIONALIDAD DE CARRETERAS CONVENCIONALES

Autores:

Dr. Ana Tsui Moreno Chou*

*Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras
Instituto del Transporte y Territorio
Universitat Politècnica de València*

Dr. Carlos Llorca García*

*Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras
Instituto del Transporte y Territorio
Universitat Politècnica de València.*

Prof. Dr. Alfredo García García

*Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras
Instituto del Transporte y Territorio
Universitat Politècnica de València*

**Afilación actual:*

*Technical University of Munich
Department of Civil, Geo and Environmental Engineering.*

Índice de Contenidos

1	Introducción	20
1.1	Necesidad de la investigación	22
1.2	Objetivos	23
2	Estado del arte	25
2.1	Modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento	25
2.2	Criterios de diseño de zonas de adelantamiento	30
2.2.1	<i>Criterios normativos aplicables en España</i>	30
2.2.2	<i>Criterios normativos aplicables en el extranjero</i>	32
2.3	Metodologías de análisis operacional	35
2.3.1	<i>Manual de Capacidad de Estados Unidos (HCM)</i>	35
2.3.2	<i>Manual de Capacidad de Alemania (HBS)</i>	36
2.3.3	<i>Otras metodologías</i>	38
2.4	Modelos de simulación de tráfico	38
3	Metodología	39
3.1	Observaciones de maniobras de adelantamiento	39
3.1.1	<i>Metodología estática</i>	39
3.1.2	<i>Metodología dinámica</i>	40
3.1.3	<i>Localizaciones</i>	42
3.2	Observaciones de zonas de adelantamiento	44
3.3	Modelo de microsimulación de tráfico	46
3.3.1	<i>Calibración y validación de TWOPAS</i>	46
3.4	Caracterización de la geometría de tramos y sus zonas de adelantamiento	48
4	Resultados	49
4.1	Modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento	49
4.1.1	<i>Modelos para la trayectoria de los vehículos implicados</i>	49
4.1.2	<i>Distancia de visibilidad de adelantamiento</i>	55
4.2	Relación entre geometría de tramos y zonas de adelantamiento	60

Índice de Figuras

4.3 Modelos de impacto operacional de la restricción de adelantamiento	61	<i>Figura 2.1.</i> Concepto de posición crítica.	26
4.3.1 Configuración base	61	<i>Figura 2.2.</i> Distancia de visibilidad de adelantamiento en función de la velocidad (distancia para adelantamiento completo).	28
4.3.2 Efecto de la restricción al adelantamiento	65	<i>Figura 2.3.</i> Distancia de visibilidad de adelantamiento en función de la velocidad (distancia desde la posición crítica).	29
4.4 Modelos de impacto operacional de la geometría en planta y alzado	71	<i>Figura 3.1.</i> Esquema del vehículo instrumentado.	41
4.4.1 Efecto del trazado	71	<i>Figura 3.2.</i> Ejemplo de determinación de segmentos uniformes en base al CCR.	49
5 Discusión	77	<i>Figura 4.1.</i> Variables del adelantamiento.	50
5.1 Análisis de los criterios de diseño del trazado y la señalización	77	<i>Figura 4.2.</i> Distribuciones de longitudes de vehículo ligero (a) y pesado (b).	58
5.1.1 Instrucción de Trazado 3.1 IC	77	<i>Figura 4.3.</i> Modelo de DVA determinista.	59
5.1.2 Instrucción de Marcas Viales 8.2 IC	78	<i>Figura 4.4.</i> ATS: comparación entre los resultados de la simulación y el modelo propuesto.	64
5.2 Análisis de las metodologías operacionales	78	<i>Figura 4.5.</i> PTSF: comparación entre los resultados de la simulación y las estimaciones del modelo.	66
6 Propuestas	82	<i>Figura 4.6.</i> Configuraciones de zonas de adelantamiento simétricas generadas.	67
6.1 Criterios de diseño del trazado y la señalización	82	<i>Figura 5.1.</i> Probabilidad de no-cumplimiento de la Instrucción 3.1 IC.	77
6.2 Metodología de análisis operacional de carreteras convencionales en España	86	<i>Figura 5.2.</i> Evaluación del criterio de inicio de prohibición de adelantamiento en la Instrucción 8.2 IC (vías existentes y vías de nuevo trazado).	79
6.2.1 Tramificación y clasificación de segmentos uniformes	86	<i>Figura 5.3.</i> Evaluación del criterio de fin de prohibición de adelantamiento en la Instrucción 8.2 IC (vías de nuevo trazado).	80
6.2.2 Determinación del tipo de segmento	88	<i>Figura 5.4.</i> Evaluación del criterio de distancia entre dos marcas viales continuas de la Instrucción 8.2 IC (vías de nuevo trazado).	81
6.2.3 Estimación de la velocidad media	89	<i>Figura 6.1.</i> Criterio de distancia de visibilidad al inicio y al final de la zona de adelantamiento.	84
6.2.4 Estimación del porcentaje de tiempo en cola	89	<i>Figura 6.2.</i> Criterio de longitud mínima de la zona de adelantamiento.	85
6.2.5 Estimación del porcentaje de velocidad libre	90	<i>Figura 6.3.</i> Diagrama de flujo de la metodología propuesta.	87
6.2.6 Determinación del nivel de servicio	91		
7 Conclusiones	92		
7.1 Diseño y seguridad de zonas de adelantamiento	92		
7.2 Funcionalidad del tráfico	93		
7.3 Recomendaciones globales	96		
7.4 Futuras líneas de investigación	97		
Agradecimientos	98		
Referencias	99		
Anexo: publicaciones propias relacionadas	103		

Índice de Tablas

Tabla 2.1.	Distancias de visibilidad de adelantamiento en Instrucción 3.1-IC.	31
Tabla 2.2.	Inicio prohibición de adelantamiento (y fin prohibición en vías existentes) en Instr. 8.2-IC.	31
Tabla 2.3.	Fin prohibición de adelantamiento en vías de nuevo Trazado en Instrucción 8.2-IC.	32
Tabla 2.4.	Distancia entre marcas viales continuas (vías de nuevo trazado) en Instrucción 8.2-IC.	32
Tabla 2.5.	Fin prohibición de adelantamiento en Instrucción 3.1-IC, 2016.	32
Tabla 2.6.	Distancias de visibilidad de adelantamiento en criterios de diseño.	33
Tabla 2.7.	Porcentajes de zonas con posibilidad de adelantamiento en distintas normativas.	33
Tabla 2.8.	Distancias de visibilidad (m) de adelantamiento en criterios de señalización.	34
Tabla 2.9.	Longitudes mínimas (m) de zonas de adelantamiento prohibido o permitido.	35
Tabla 2.10.	Criterios para la determinación del nivel de servicio en el HCM.	36
Tabla 2.11.	Criterios para la determinación del nivel de servicio en el HBS.	37
Tabla 3.1.	Resumen de pruebas con la metodología estática.	42
Tabla 3.2.	Pruebas realizadas con la metodología dinámica.	43
Tabla 3.3.	Características de las zonas de adelantamiento de la N-225.	44
Tabla 3.4.	Características de las zonas de adelantamiento para validación de la operación del tráfico.	45
Tabla 3.5.	Características de las zonas de adelantamiento para validación de la frecuencia de adelantamientos.	46
Tabla 4.1.	Tamaño de muestra para modelos de trayectoria del adelantante.	51
Tabla 4.2.	Resumen de las variables para modelos de trayectoria del adelantante.	51
Tabla 4.3.	Formulación de modelos de trayectoria del vehículo adelantante.	52
Tabla 4.4.	Resultados de la calibración de modelos de trayectoria del adelantante (en seguimiento).	54
Tabla 4.5.	Resultados de la calibración de modelos de trayectoria del adelantante (lanzado).	55
Tabla 4.6.	Variables del modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento.	57
Tabla 4.7.	Variables del modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento (modelo determinista).	59
Tabla 4.8.	Resumen de los modelos estadísticos para la longitud media de las zonas de adelantamiento y el porcentaje de zona de adelantamiento permitido.	61
Tabla 4.9.	Escenarios simulados en TWOPAS para la configuración base.	62
Tabla 4.10.	Escenarios simulados en TWOPAS para el análisis de las zonas de adelantamiento.	68
Tabla 4.11.	Segmentos uniformes seleccionados para el análisis del efecto de la planta y el alzado.	72
Tabla 4.12.	Clases de trazado en alzado para las condiciones españolas.	73
Tabla 4.13.	ATS: diferencia media entre la estimación del modelo propuesto y los resultados de la simulación.	74
Tabla 4.14.	PTSF: diferencia media entre la estimación del modelo propuesto y los resultados de la simulación.	76
Tabla 6.1.	Criterio de distancia de visibilidad para iniciar y terminar la zona de adelantamiento.	85
Tabla 6.2.	Criterio de longitud mínima de la zona de adelantamiento.	86
Tabla 6.3.	Determinación de la clase de trazado en planta.	88
Tabla 6.4.	Determinación de la clase de trazado en alzado.	88
Tabla 6.5.	Coefficiente de ajuste de ATS debido al trazado en planta y alzado (ATS _{CCR+G}).	90
Tabla 6.6.	Coefficiente de ajuste de PTSF debido al trazado en planta y alzado (PTSF _{CCR+G}).	91
Tabla 6.7.	Criterios para la determinación del nivel de servicio.	91

1.- INTRODUCCIÓN

El nivel de interacción entre vehículos que viajan en un sentido de circulación y el opuesto que existe en las carreteras convencionales da lugar a características operacionales únicas con repercusiones en seguridad. En ellas, los vehículos más rápidos que desean circular con una velocidad superior a la del conjunto del tráfico deben rebasar a los vehículos más lentos empleando el carril destinado al tráfico en sentido contrario, y pueden sufrir demoras debido a no poder adelantar. En consecuencia, la posibilidad de realizar maniobras de adelantamiento suele ser percibida por los conductores como una mejora en el nivel de servicio que ofrece la vía, ya que reduce su demora y mejora su velocidad media, pero constituye un factor de peligrosidad.

El diseño geométrico de carreteras convencionales debe proporcionar zonas en las que realizar las maniobras de adelantamiento, pero han de disponer de suficiente visibilidad para completarla de forma segura. No obstante, la adaptación al terreno de las carreteras convencionales suele resultar en un diseño más sinuoso, no compuesto únicamente de rectas. En consecuencia, se limita la visibilidad disponible y se restringen las zonas en las que es posible y seguro el adelantamiento.

El diseño geométrico de las carreteras convencionales españolas se basa en la norma 3.1. I.C. (Ministerio de Fomento 1999, 2016). La Instrucción de Trazado contempla las especificaciones de los elementos básicos para obtener unas características adecuadas de funcionalidad, seguridad y comodidad de la circulación compatibles con consideraciones económicas y ambientales. En el caso de las zonas de

adelantamiento, en la anterior versión de la Instrucción se recomendaba obtener la máxima longitud posible donde la visibilidad de adelantamiento sea superior a la distancia de adelantamiento; y que su proporción deseable fuera del 40 % por cada sentido de circulación y repartidas lo más uniformemente posible. En cambio, en la nueva Instrucción de Trazado se ha dejado una recomendación genérica de maximizarla. Con ello, se busca indirectamente que el nivel de servicio resultante en la hora de proyecto del año horizonte sea el adecuado.

En paralelo a la normativa de trazado, la Instrucción 8.2 IC de Marcas Viales (Ministerio de Fomento, 1987) contiene los criterios para determinar las zonas de prohibición de adelantamiento, por medio de señalización horizontal. Determina la distancia de visibilidad necesaria para iniciar y finalizar la prohibición de adelantamiento, así como la longitud mínima de la zona de adelantamiento, todo ello en función de la velocidad máxima permitida. Debido a las importantes diferencias con respecto a la 3.1 IC de 1999, la nueva edición de esta ha reducido las diferencias en cuanto al criterio para iniciar la zona de adelantamiento y la bajado un poco la longitud mínima de la misma. Por tanto, sigue existiendo una cierta inconsistencia entre los criterios para el trazado y para la señalización.

Ambos criterios se basan en modelos del adelantamiento donde intervienen múltiples factores, ya que se trata de una maniobra compleja. Fruto de diversas investigaciones, se han desarrollado modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento con dos enfoques distintos: contemplando toda la

maniobra o solo partiendo desde la posición crítica, donde es igualmente posible completar o desistir de la maniobra; pero todos ellos son deterministas. Como existe una gran dispersión entre los modelos, se observa una amplia diversidad de criterios entre países, pero también entre trazado y señalización para un mismo país.

A falta de una normativa española específica, la norma 3.1 IC deriva el cálculo del nivel de servicio a la metodología del Manual de Capacidad de Carreteras de Estados Unidos (Transportation Research Board 2010). La metodología del HCM estima el valor de una o varias medidas de desempeño y la compara con los umbrales establecidos para cada nivel de servicio. En el caso de las carreteras convencionales, las medidas de desempeño dependen de la clase de carretera y son: velocidad media de recorrido, porcentaje de tiempo en cola y porcentaje de velocidad libre.

El efecto de los adelantamientos se considera en la metodología mediante factores de ajuste para las medidas, que fueron obtenidos con simulaciones en TWOPAS (Harwood et al. 1999). Los ajustes dependen del porcentaje de zona de adelantamiento no permitido en lugar de la longitud de las zonas de adelantamiento y su distribución dentro del segmento, lo que ha podido causar las diferencias observadas entre las estimaciones del HCM y las obtenidas con otras simulaciones en TWOPAS (Courage et al. 2010) y en CORSIM (Washburn et al. 2012). Es más, no existen indicaciones sobre la precisión del ajuste o la distribución de las zonas de adelantamiento empleada (Luttinen 2002). Por otro lado, los datos de campo para calibrar el modelo de microsimulación son de los años

setenta (Harwood et al. 1999) y no está claro si el comportamiento de los conductores y las características de sus vehículos han variado en los últimos 40 años. En consecuencia, existe la necesidad de desarrollar nuevos modelos para la evaluación de la operación del tráfico, como ya identificó el Subcomité de Carreteras Convencionales del TRB, AHB40. 2.2 (Two-Lane Highways Subcommittee 2010). Es más, actualmente está en ejecución el proyecto de investigación NCHRP 17-65 para la mejora del análisis operacional de carreteras convencionales en Estados Unidos, y se esperan los resultados para finales de 2017.

Por otro lado, la metodología del HCM se emplea en segmentos con características uniformes, pero no incluye como criterio para la segmentación cambios significativos en el trazado en planta de la carretera, como un segmento recto con curvas de amplio radio frente a un segmento sinuoso con una sucesión de curvas de radio reducido. Dada la relación entre la velocidad de operación y los elementos geométricos, un tramo más sinuoso puede producir que la velocidad media de recorrido se reduzca y el porcentaje de tiempo en cola aumente, dando lugar a condiciones operacionales distintas a un tramo más recto. Por tanto, es necesario además considerar la posible influencia de los cambios en el trazado en planta y alzado en la operación del tráfico, como se realiza en la metodología propuesta en el Manual de Capacidad alemán – HBS (Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen 2015).

Si bien los estudios de campo proporcionan datos reales del comportamiento de los conductores, el volumen de tráfico

que se puede observar no suele cubrir todo el rango posible ni condiciones de reparto, ni todas las características de zonas de adelantamiento. Con el fin de extrapolar las conclusiones obtenidas con datos experimentales, se pueden emplear modelos de microsimulación de tráfico. Estos modelos requieren de la descripción del movimiento de cada vehículo individual en el flujo del tráfico, incluyendo su aceleración, deceleración, seguimiento o cambio de carril, entre otros (Barcelo 2010). Estos modelos se deben calibrar y validar con datos de campo para minimizar las diferencias entre lo observado en campo y los resultados de la simulación (Barcelo 2010; Egami et al. 2006; Federal Highway Administration 2004).

No obstante, no todos los microsimuladores de tráfico tienen la capacidad de simular maniobras de adelantamiento y variar la distribución de velocidad deseada en curvas. Los modelos actuales que incluyen ambas condiciones son TWOPAS, TRARR y LASI, desarrollados específicamente para carreteras convencionales. TWOPAS (actualmente TAM dentro del IHSDM de la FHWA) se ha utilizado para analizar la velocidad media y el porcentaje de tiempo en cola en las carreteras convencionales en Brasil (Bessa and Setti 2011a), para evaluar carriles para vehículos lentos en rampas pronunciadas (Valencia-Alaix and García 2010), para determinar los factores de ajuste del HCM 2010 (Harwood et al. 1999, 2003) y para demostrar que las zonas de adelantamiento cortas no contribuyen a mejorar el nivel de servicio (Harwood et al. 2008).

Teniendo en cuenta que las carreteras convencionales concentran un 80% de los muertos en accidente de tráfico en

España, la maniobra de adelantamiento es una de las más peligrosas que tienen lugar en ellas. No es fácil identificar las causas de los accidentes relacionados con las maniobras de adelantamiento. Pese a que la frecuencia de los accidentes asociados a maniobras de adelantamiento sea inferior a la de otros tipos de maniobra, la gravedad de los mismos es muy alta, siendo habitual que las consecuencias sean fatales.

Por ello, existe una tendencia en la última década a restringir o limitar las zonas de adelantamiento, facilitando carriles de adelantamiento que evitan la necesidad de invadir el carril de sentido contrario, reduciendo así la peligrosidad de estas carreteras sin penalizar en exceso la funcionalidad. Aquí radica el dilema a la hora de diseñar y explotar este tipo de vías: para que sean más seguras habría que restringir el adelantamiento al mínimo, mientras que para que sean más funcionales habría que facilitar al máximo el adelantamiento.

1.1.- Necesidad de la investigación

Los modelos de adelantamiento que estiman las visibilidades necesarias para que se puedan producir con seguridad las maniobras de ese tipo siempre han sido deterministas, adoptando valores únicos del lado de la seguridad para cada parámetro. Recientemente se están empezando a realizar investigaciones sobre la aplicación de análisis de fiabilidad para contemplar la variación de los valores posibles para cada factor y obtener criterios de diseño que aseguren globalmente una probabilidad reducida de fallo, es decir, de inseguridad. Para ello, se hace necesario llevar a cabo observaciones experimentales en España de múltiples maniobras que permitan

caracterizar y modelizar el adelantamiento, así como obtener modelos probabilísticos que garanticen un nivel de seguridad alto y consistente.

Adicionalmente, es necesario evaluar la funcionalidad del tráfico considerando las características del tráfico, las zonas de adelantamiento y las variaciones en el trazado en planta y alzado. Para ello, se analizarán los datos de comportamiento del conductor en las zonas de adelantamiento observadas para analizar las visibilidades y se caracterizará la funcionalidad observada en otras zonas de adelantamiento con distintas medidas de desempeño. Además, para aumentar la validez de las conclusiones obtenidas, se deberán emplear los datos observacionales para calibrar y validar el programa de microsimulación TWOPAS, y así poder cubrir todo el rango de tráfico en una misma configuración de carretera y también variar de forma controlada sus zonas de adelantamiento y características en planta y alzado.

Como se ha expuesto, existe una relación directa entre el diseño geométrico y el diseño de las zonas de adelantamiento, a través de la posibilidad de disponer de suficiente visibilidad. Para ello, se precisa de la caracterización de una muestra amplia de zonas de adelantamiento existentes en diversos tramos y segmentos de carreteras convencionales, que permitan relacionar los parámetros geométricos con las longitudes medias de las zonas y su porcentaje a lo largo del desarrollo. De esta forma, antes de perfeccionar el trazado, se podrá disponer de estimadores válidos que representen globalmente las zonas de adelantamiento y así adelantar el análisis de funcionalidad del tráfico que se va a desarrollar,

puediendo retroalimentar el proceso de diseño geométrico de forma sencilla desde el análisis funcional. Actualmente, solo es posible el análisis funcional cuando se tiene muy avanzado o concluido el trazado.

Con todo ello, será posible el desarrollo de criterios técnicos para incluir adecuadamente las zonas de adelantamiento en el diseño geométrico de carreteras convencionales españolas, asegurando un nivel de seguridad importante y homogéneo, así como una funcionalidad acorde con el tipo de carretera. Esto último se logrará con una nueva metodología de evaluación de la operación del tráfico con estimadores más ajustados al comportamiento real de los conductores españoles y basados no solo en el tráfico, sino también en el trazado en planta y alzado. De esta forma, será posible un diseño global seguro y funcional de las zonas de adelantamiento y, por ende, de las carreteras convencionales.

1.2.- Objetivos

El objeto de la investigación es la evaluación de la influencia del diseño de las zonas de adelantamiento para la mejora de la seguridad y la funcionalidad del tráfico en carreteras convencionales españolas. Fruto de los resultados de la investigación experimental, se propone una metodología para el diseño geométrico y señalización de las zonas de adelantamiento que garantice unas visibilidades seguras y una metodología de evaluación de la funcionalidad del tráfico en carreteras convencionales españolas atendiendo a las características del conjunto de las zonas de adelantamiento, pero también al tipo de trazado en planta y en alzado. Así se está

en condiciones de proponer una metodología global de diseño de las zonas de adelantamiento que potencie a la vez la seguridad vial y la funcionalidad del tráfico.

Para alcanzar el objeto de la investigación, se han definido los siguientes objetivos específicos:

- Caracterización experimental de la maniobra de adelantamiento en carreteras convencionales mediante la observación de una muestra significativa de maniobras en distintas localizaciones y condiciones.
- Análisis descriptivo de los datos obtenidos en el estudio experimental, para caracterizar el fenómeno del adelantamiento, teniendo en cuenta factores relativos al conductor, vehículo, carretera y entorno.
- Modelización de las distintas fases de la maniobra de adelantamiento: deseo y decisión de adelantamiento, por medio de modelos de elección binaria (aceptación de huecos), y ejecución, por medio de modelos de evolución de velocidad del vehículo adelantante.
- Formulación de modelos para obtener la distancia de visibilidad requerida para adelantar a un vehículo. Planteamiento probabilístico de los modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento, para saber la probabilidad de obtener un valor determinado de la distancia de visibilidad necesaria.
- Análisis cuantitativo del nivel de riesgo de criterios existentes, empleando técnicas de análisis de fiabilidad, a partir de los modelos probabilísticos desarrollados.
- Revisión y reformulación de criterios técnicos, a partir de los resultados de la toma de datos y del análisis de fiabilidad realizado. Propuesta de nuevos criterios unificados de distancia de visibilidad de adelantamiento, para el diseño y señalización de zonas de adelantamiento.
- Caracterización de zonas de adelantamiento existentes en tramos de carreteras convencionales para relacionarlas con el trazado en planta.
- Caracterización de la operación del tráfico en carreteras convencionales españolas en base a observaciones en campo.
- Calibración y validación del programa de microsimulación TWOPAS con los datos experimentales.
- Análisis mediante TWOPAS de la operación del tráfico en condiciones base, donde no existe restricción al adelantamiento.
- Análisis mediante TWOPAS del efecto de la restricción al adelantamiento en la operación del tráfico en carreteras convencionales con nula curvatura.
- Análisis mediante TWOPAS del efecto del trazado en planta y alzado en la operación del tráfico.
- Desarrollo de una metodología para evaluar la funcionalidad del tráfico en carreteras españolas, considerando la influencia de las restricciones al adelantamiento y el trazado en planta y alzado.
- Formulación de unas recomendaciones globales de diseño geométrico de tramos de carreteras y sus zonas

de adelantamiento para mejorar la seguridad y la funcionalidad conjuntamente.

2.- ESTADO DEL ARTE

2.1.- Modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento

Existe una gran cantidad y variedad de investigaciones sobre la maniobra de adelantamiento, centradas principalmente en la definición de modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento. En ellos, se observa una gran dispersión, algo que se traduce en una amplia diversidad de criterios, no solo entre países distintos, sino que incluso entre los criterios empleados en fases de diseño y de señalización, dentro de un mismo país.

La maniobra de adelantamiento es una de las más complejas de describir y analizar desde un punto de vista científico. Prueba de ello es la gran cantidad de modelos y normativas diferentes que se han propuesto. La complejidad radica en la gran cantidad de factores que influyen en ella, y en el carácter aleatorio de muchos de ellos. Destacan especialmente los que se refieren a los conductores, como son los distintos tiempos de percepción y reacción, o las distintas actitudes al volante, por la gran dificultad (incluso imposibilidad) que tienen para ser medidos. Por este motivo los modelos incluyen distintas hipótesis de partida.

El estudio de los modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento puso de manifiesto una dispersión elevada de los

valores propuestos. Las diferencias se debieron a distintos enfoques, pero también a distintas calibraciones de los modelos, según las cuales parámetros que representan lo mismo pueden tomar valores distintos. No obstante, también entre los distintos modelos se identificaron coincidencias.

El primer modelo analizado, el de Van Valkenburg (Van Valkenburg 1971), destaca por ser también el primero que introduce el concepto de la posición crítica o punto de no retorno. Desde este momento, los modelos pueden seguir dos enfoques muy diferentes: la utilización o no de la posición crítica. Los modelos que emplean la posición crítica no suelen incluir en la distancia de adelantamiento la parte necesaria para alcanzar dicha posición, pues en esta fase inicial es posible desistir del adelantamiento sin ninguna consecuencia.

No obstante, la posición crítica que introduce Van Valkenburg, y que toman modelos posteriores no está definida de la misma forma en todos ellos. Weaver y Glennon (Weaver and Glennon 1972) la definen como el punto en que los tiempos necesarios para completar y para desistir de la maniobra son iguales, mientras que Harwood y Glennon (Harwood and Glennon 1989) la definen mediante la igualación de distancias de visibilidad necesarias, en lugar de tiempos.

Estos autores no calculan dónde se encuentra la posición crítica, sino que asumen directamente que esta se encuentra en una determinada posición. Lieberman es el primero que la calcula analíticamente, para que se igualen las distancias de visibilidad para completar y desistir la maniobra. De esta

forma, Lieberman (Lieberman 1982) emplea el parámetro Δc como la distancia entre partes delanteras de vehículo adelantado y adelantante, en el momento en que se encuentran en la posición crítica.

La definición de posición crítica igualando distancias de visibilidad (Figura 2.1) será la que más tarde Glennon (Glennon 1988) asume como correcta, y posteriormente es revisada por Hassan (Hassan et al. 1996). Este planteamiento ha sido aceptado en la actualidad y forma parte de la normativa de diseño geométrico de EEUU (American Association of State Highway and Transportation Official 2011).

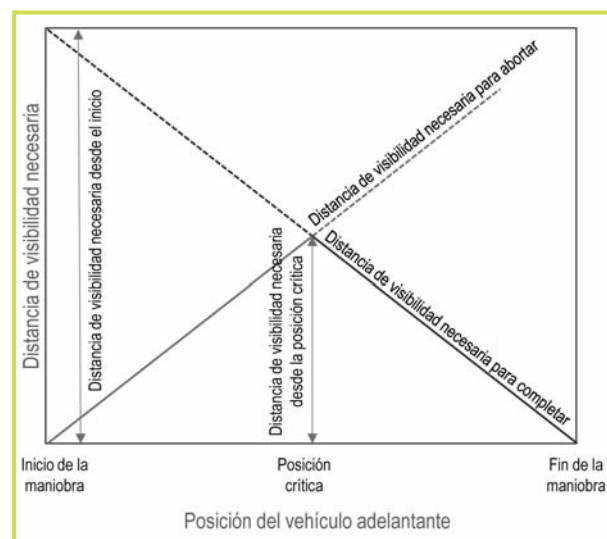


Figura 2.1.- Concepto de posición crítica.

Hassan considera improbable que se desista de la maniobra una vez se ha rebasado el vehículo adelantado y afirma que la posición crítica se encuentra o bien allí donde las distancias para completar y abortar se igualan, o bien en la posición en la que los dos vehículos están en paralelo; lo que antes ocurra. En ningún caso, sin embargo, se presentaron evidencias experimentales de que la posición crítica se sitúa en el lugar que los modelos teóricos sugieren. De hecho, lo habitual en las observaciones fue la escasa frecuencia de maniobras abortadas observadas (Harwood et al. 2010).

En el otro grupo de modelos, que no proporcionan la distancia de visibilidad necesaria desde la situación crítica, se encuentran el antiguo de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official 2004), o el de Wang y Cartmell (Wang and Cartmell 1998). Estos modelos describen la maniobra completa de adelantamiento desde el momento en que comienza, con el vehículo adelantante en el carril propio y detrás del adelantado. Por ello, suelen proporcionar distancias más elevadas, ya que la opción de desistir del adelantamiento no está contemplada o lo está sólo en fases muy tempranas de la maniobra.

Otro aspecto en el que los modelos difieren es en las velocidades de los tres vehículos implicados en la maniobra: el adelantado (V_i), el adelantante (V_p) y el opuesto (V_o). Es especialmente importante la relación que guardan esas tres velocidades entre sí (destacando la diferencia de velocidades entre adelantado y adelantante, definida como dV) y con las velocidades de diseño (V_d) y operación de la carretera (V_{85}). Muchos modelos asumen que el vehículo adelantante (y a

menudo el opuesto) circulan a la velocidad de diseño de la vía, o la V_{85} cuando los modelos se emplean para señalización de prohibiciones de adelantamiento. En este caso es el vehículo adelantado el que circula a una velocidad inferior.

El modelo antiguo de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official 2004), define, para cada velocidad de diseño, la del vehículo adelantado y la del adelantante, basada en los datos de campo que dispone. Cuando la velocidad de diseño es baja el adelantamiento se realiza superándola. Cuando la velocidad de diseño es alta, el vehículo adelantante también circula por debajo de la misma.

La diferencia de velocidades dV , según algunos autores, es constante y toma el valor de 16 o 18 km/h. Por contra, otros la definen como variable, decreciendo al aumentar las velocidades de los vehículos adelantante y adelantado y situándose, normalmente, entre los 13 y los 19 km/h.

Además de las velocidades, máximas o medias, se han formulado distintas formas de describir la evolución de la velocidad del vehículo adelantante a lo largo del tiempo. En cuanto al vehículo adelantante, lo habitual es la consideración de un movimiento uniformemente acelerado. Muchos modelos teóricos suponen que la aceleración concluye una vez alcanzada la posición crítica, excepto algunos, como el de Rocci (Rocci 1998), que plantea un movimiento acelerado durante toda la maniobra, o Wang y Cartmell (Wang and Cartmell 1998), que fijan una velocidad objetivo, y hasta que no se alcanza se continua acelerando. La velocidad del vehículo adelantado siempre se considera constante.

Por lo que respecta al vehículo opuesto, lo habitual es suponer un movimiento a velocidad constante, excepto en el modelo de Rocci (Rocci 1998) en el que el vehículo opuesto comienza a frenar después de la situación crítica o de decisión.

Otro de los parámetros de entrada de la mayoría de modelos teóricos lo representan las características de los vehículos. Los vehículos vienen descritos por sus longitudes (para el caso de vehículos adelantante y adelantado (L_p y L_i , respectivamente) y sus capacidades de aceleración y deceleración (para el caso del vehículo adelantante).

Gran parte de los modelos caracterizan la longitud de los vehículos implicados (Glennon 1988; Hassan et al. 1996; Rocci 1998; Wang and Cartmell 1998) dentro de las ecuaciones que rigen el movimiento de los tres vehículos que participan en la maniobra.

La actitud de los conductores al volante es también un factor que se tiene en cuenta en los cálculos. Para ello se emplean los parámetros de tiempos de percepción y reacción, o las distancias de seguridad que los conductores del vehículo adelantante guardan respecto al adelantado o al opuesto. Estos factores que representan la actitud de los conductores presentan una gran variabilidad, puesto que son difíciles de estimar ya sea analítica o empíricamente. Incluso habiendo definido un mismo intervalo de tiempo vacío entre el vehículo adelantante y el adelantado ($1s$), la distancia de seguridad que a partir de ella se calcula no es la misma (Glennon 1988; Hassan et al. 1996; Rillet et al. 1990).

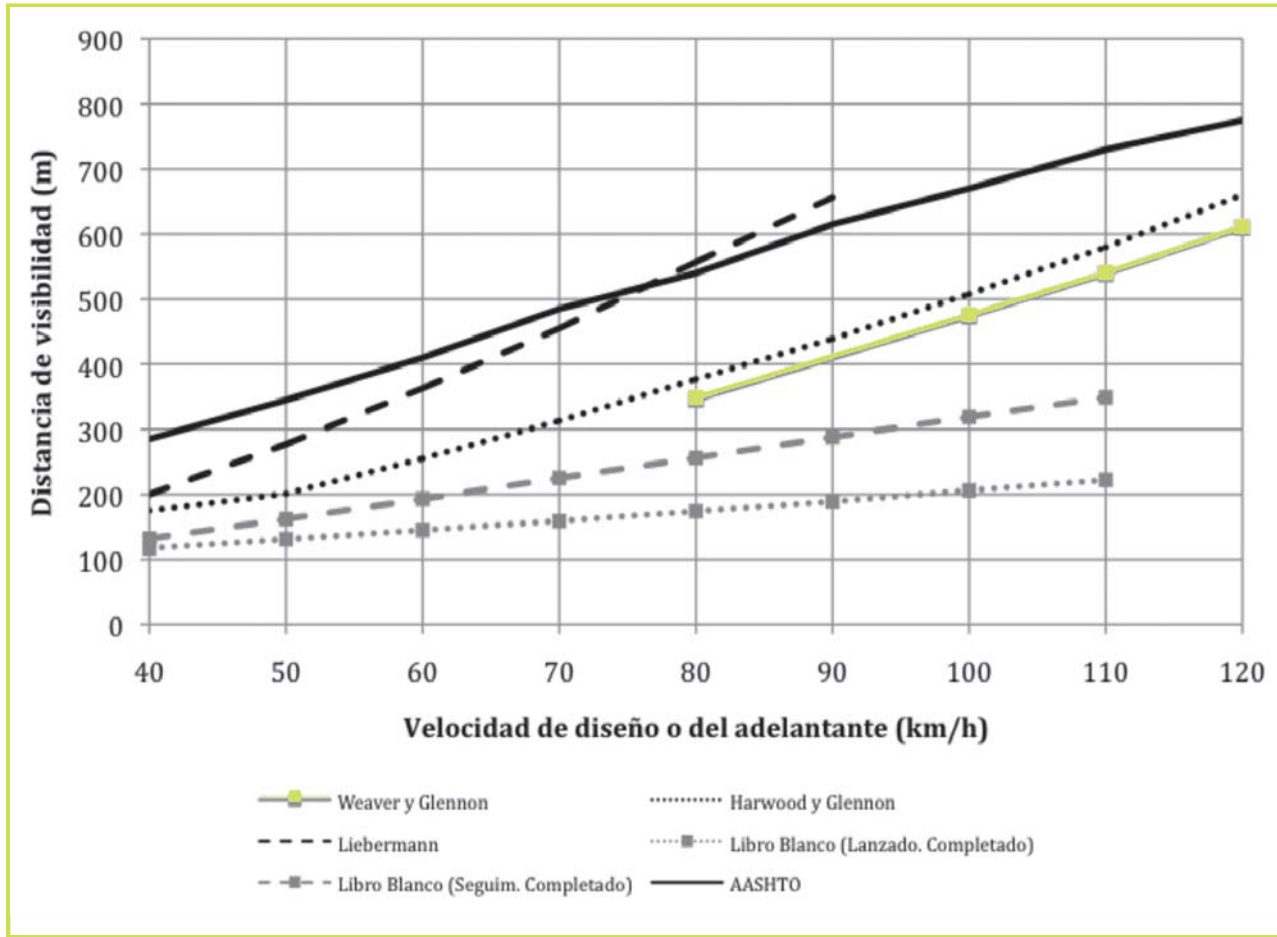


Figura 2.2.- Distancia de visibilidad de adelantamiento en función de la velocidad (distancia para adelantamiento completo).

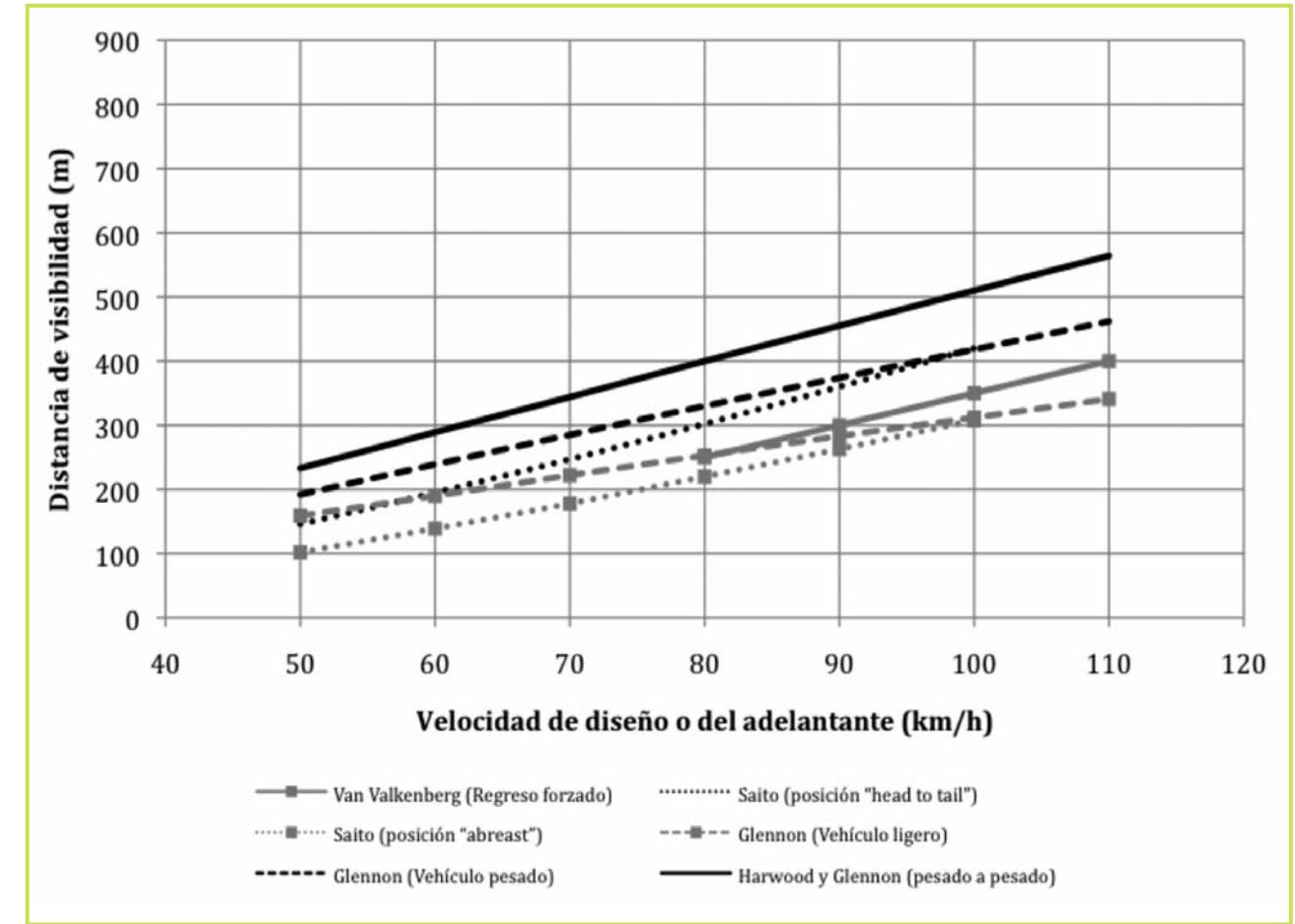


Figura 2.3.- Distancia de visibilidad de adelantamiento en función de la velocidad (distancia desde la posición crítica).

La Figura 2.2 y la Figura 2.3 muestran la diversidad en distancias de adelantamiento resultantes de los diferentes modelos analizados. A pesar de la difícil interpretación, se incluyen aquí porque demuestran la elevada dispersión en los resultados.

2.2.- Criterios de diseño de zonas de adelantamiento

Los criterios normativos constituyen una serie de normas o recomendaciones técnicas relativas a la maniobra de adelantamiento. Resultados de modelos teóricos y observaciones se convierten en criterios normativos que deben ser aplicados en el diseño y utilización de las carreteras, de manera que estas permitan realizar adelantamientos con la frecuencia necesaria y de forma cómoda y segura.

Prácticamente todos los países emplean en sus normativas criterios distintos para diseño geométrico y para señalización. En fase de diseño geométrico, lo que se pretende es que la distancia de visibilidad existente o disponible en un punto del trazado supere a la distancia de visibilidad de adelantamiento necesaria, para una determinada velocidad de diseño.

Con ello, el objetivo es diseñar carreteras que cuenten con tramos que permitan llevar a cabo el adelantamiento. El objetivo se cumple en mayor o menor grado, en función del porcentaje de tramos en que la distancia de visibilidad supera a la distancia de visibilidad de adelantamiento requerida. Este porcentaje viene regulado o recomendado sólo en algunas normativas.

En el aspecto de la señalización, el objetivo es el establecimiento de la señalización horizontal, es decir, las marcas longitudinales continuas o discontinuas en la calzada, así como la señalización vertical, como las señales de prohibición y fin de prohibición de adelantamiento. La señalización de prohibición de adelantamiento se determina igualmente en función de la distancia de visibilidad disponible, pero como hemos comentado anteriormente, es habitual que los valores de distancias de visibilidad requeridos por las normativas no coincidan con los correspondientes a la fase de diseño geométrico del trazado. Los valores de distancia de adelantamiento, para una misma velocidad, son mayores para los criterios de diseño que para los de señalización.

2.2.1.- Criterios normativos aplicables en España

Todos los criterios normativos que son vigentes en España se encuentran recogidos en las Instrucciones de Trazado y de Señalización horizontal y vertical. De forma adicional, el Reglamento General de Circulación establece cuáles son las obligaciones añadidas de los conductores para adelantar.

2.2.1.1.- Instrucción 3.1-IC: "Trazado" (2000)

La Instrucción de Trazado (Ministerio de Fomento 1999) incluye el criterio aplicable para la fase de diseño geométrico. Define la "Distancia de adelantamiento" como la distancia necesaria para que un vehículo pueda adelantar a otro que circula a menor velocidad, en presencia de un tercero que circula en sentido opuesto. La Instrucción proporciona los valores de la Tabla 2.1, en función de la velocidad de proyecto.

Velocidad de proyecto V_p (Km/h)	40	50	60	70	80	90	100
Distancia de adelantamiento D_a (m)	200	300	400	450	500	550	600

Tabla 2.1.- Distancias de visibilidad de adelantamiento en Instrucción 3.1-IC.

A su vez, se define la visibilidad de adelantamiento como la distancia que existe a lo largo del carril por el que se realiza el mismo entre el vehículo que efectúa la maniobra de adelantamiento y la posición del vehículo que circula en sentido opuesto, en el momento en que puede divisarlo, sin que luego desaparezca de su vista hasta finalizar el adelantamiento.

Se considera que, para el cálculo de la visibilidad de adelantamiento, el punto de vista del conductor y el vehículo contrario se sitúan a 1,10 m sobre la calzada, y la distancia se medirá a lo largo del eje.

Se procurará obtener la máxima longitud posible en que la visibilidad de adelantamiento sea superior a la distancia de adelantamiento (D_a) en carreteras de dos sentidos en una calzada. Donde se obtenga, se dice que exista visibilidad de adelantamiento y su proporción deseable será del cuarenta por ciento (40 %) por cada sentido de circulación y lo más uniformemente repartido posible

Velocidad máxima permitida (Km/h)	40	50	60	70	80	90	100
DVN (m) distancia de visibilidad necesaria	50	75	100	130	165	205	250

Tabla 2.2.- Inicio prohibición de adelantamiento (y fin prohibición en vías existentes) en Instr. 8.2-IC.

2.2.1.2.- Instrucción 8.2-IC: "Marcas Viales" (1987)

Este documento (Ministerio de Fomento 1987) contiene los criterios necesarios para determinar las zonas de prohibición de adelantamiento, por medio de señalización horizontal. Esta se compone de líneas continuas y discontinuas, así como flechas de retorno en las zonas de preaviso.

Las marcas longitudinales continuas están reguladas en el apartado 3.2.2. Cuando la marca longitudinal se emplee como prohibición de adelantamiento, se iniciará cuando la distancia de visibilidad disponible (con observador y obstáculo a 1,2 m sobre el pavimento y a 1 m del borde interior del carril) sea inferior a la indicada por la Tabla 2.2 para cada velocidad máxima permitida.

La línea continua finalizará en el punto en el que vuelva a disponerse de la distancia indicada por la Tabla 32 (en el caso de vías existentes) o la proporcionada por la Tabla 2.3.

Velocidad máxima permitida (Km/h)	40	50	60	70	80	90	100
DVN (m), distancia de visibilidad necesaria	145	180	225	265	310	355	395

Tabla 2.3.- Fin prohibición de adelantamiento en vías de nuevo Trazado en Instrucción 8.2-IC.

Velocidad máxima permitida (Km/h)	40	50	60	70	80	90	100
Distancia entre marcas DM (m)	160	200	245	290	340	385	435

Tabla 2.4.- Distancia entre marcas viales continuas (vías de nuevo trazado) en Instrucción 8.2-IC.

Cuando entre dos prohibiciones de adelantamiento exista un tramo con una longitud inferior a la proporcionada por la Tabla 2.2, se unirán ambas prohibiciones. Es deseable, además, que en vías de nuevo trazado las zonas de adelantamiento permitido tengan una longitud de al menos la proporcionada en la Tabla 2.4.

Si de la aplicación de lo anterior resultara una proporción de tramos con prohibición de adelantamiento excesiva, se tendrá que reconsiderar la velocidad máxima permitida de la carretera.

2.2.1.3.- Instrucción 3.1-IC: "Trazado" (2016)

La nueva Instrucción de Trazado (Ministerio de Fomento 2016) procura aproximarse a los criterios de señalización. Los

valores para iniciar la prohibición son idénticos a los de la 8.2 IC (Tabla 2.2) y los de la terminación de la misma son parecidos y se recogen en la Tabla 2.5. Esta tabla también aplica para la longitud mínima de las zonas de adelantamiento permitido, por lo que son algo inferiores a los de la 8.2 IC. En esta normativa se ha eliminado la recomendación de disponer un 40% de la longitud de la carretera con visibilidad de adelantamiento suficiente.

2.2.2.- Criterios normativos aplicables en el extranjero

El siguiente análisis de normativas extranjeras aplicables al diseño geométrico y a la señalización de carreteras para

Velocidad máxima permitida (Km/h)	40	50	60	70	80	90	100
DVN (m), distancia de visibilidad necesaria	150	180	220	260	300	340	400

Tabla 2.5.- Fin prohibición de adelantamiento en Instrucción 3.1-IC, 2016.

País	Velocidad referencia	Velocidad (km/h)									
		40	50	60	70	80	90	100	110	120	
EEUU	V _d	270	345	410	485	540	615	670	730	775	
Canadá	V ₈₅	290	350	410	490	550	610	680	730	800	
Reino Unido (FOSD)	V ₈₅		290	345	410			580			
Reino Unido (ASD)			145	170	205			290			
Australia (ESD)	V ₈₅		330	420	520	640	770	920	1100	1300	
Australia (CSD)			165	205	245	300	360	430	500	600	
N. Zelanda	V _d	60	80	110	150	190	280	340	420	500	
Alemania	V ₈₅			475	500	525	575	625			
Grecia	V ₈₅			475	500	525	575	625			
Austria	V _d			400		525		650			
Italia	V _d	220	275	330	385	440	495	550			
Suiza	V _d			450	500	550	575	625			
Francia	V _d			500	500	500	500	500			
España (1999)	V _d	200	300	400	450	500	550	600			
España (2016)	V _d	150	180	220	260	300	340	400			

Tabla 2.6.- Distancias de visibilidad de adelantamiento en criterios de diseño.

País	Tipo de criterio	Porcentaje de Zonas con adelantamiento permitido
España (1999)	Recomendación	40%, lo más uniforme posible
Alemania	Obligación	25% por sentido, como mínimo
Grecia	Obligación	25% por sentido, como mínimo

Tabla 2.7.- Porcentajes de zonas con posibilidad de adelantamiento en distintas normativas.

maniobras de adelantamiento se basa en el estudio de Harwood (Harwood et al. 1998) así como en la información obtenida en las propias normativas (Tabla 2.6).

Por otra parte, y como ya se ha comentado, la distancia de adelantamiento debe estar disponible en una proporción determinada de los tramos de carretera, si se desea que en

ellos la calidad de la circulación sea la adecuada. Sólo algunos países establecen criterios a este respecto, como se observa en la Tabla 2.7.

2.2.2.1.- Señalización de prohibiciones de adelantamiento

Lo habitual es que el adelantamiento no esté permitido más allá del punto en el que comienza la prohibición, pese a que, en muchos casos, se dispone en ese punto aún de la visibilidad suficiente para completar muchos adelantamientos. Ello proporciona un margen de seguridad importante.

Además de las distancias de visibilidad necesarias para establecer las zonas de prohibición de adelantamiento, algunas

normativas, como es el caso de la española, indican criterios adicionales que limitan la longitud mínima de las zonas de adelantamiento permitido o prohibido. Los valores empleados en los criterios de señalización se resumen en la Tabla 2.8.

Como se observa, la Instrucción española plantea unas longitudes mínimas muy superiores a las del resto de países, aunque sean de forma recomendada y sólo en vías de nuevo trazado.

En cuanto a las longitudes mínimas de las zonas de adelantamiento, algunas normativas plantean los criterios que se observan en la Tabla 2.9, siendo la española la que establece valores muy superiores.

País	Velocidad (km/h)								
	40	50	60	70	80	90	100	110	120
EEUU	140	160	180	210	245	280	320	355	395
Canadá		160	200	240	275	330	400		
Reino Unido		90	105	125			185		
Australia		150	180	210	240	270	300		
Alemania			130	170	220	280	340		
Grecia			130	170	220	280	340		
Austria			140	180	240		370		
España	Inicio prohibición	50	75	100	130	165	205	250	
	Fin prohibición ¹	50	75	100	130	165	205	250	
	Fin prohibición ²	145	180	225	265	310	355	395	

¹: carreteras existentes, ²: carreteras de nuevo trazado

Tabla 2.8.- Distancias de visibilidad (m) de adelantamiento en criterios de señalización.

País		Velocidad (km/h)								
		40	50	60	70	80	90	100	110	120
EEUU	Mínima long. permitido					120				
Australia	Mínima long. permitido		125	150	175	200	225	250		
	Mínima long. prohibido		75	90	105	120	135	150		
Canadá	Mínima long. permitido		120	160	200	240	280	320	360	
	Mínima long. prohibido		100	150	150	150	150	150	150	
España	Mínima long. permitido	160	200	245	290	340	385	435		

Tabla 2.9.- Longitudes mínimas (m) de zonas de adelantamiento prohibido o permitido.

2.3.- Metodologías de análisis operacional

2.3.1.- Manual de Capacidad de Estados Unidos (HCM)

A falta de una normativa propia, en España se utiliza la metodología del HCM (Transportation Research Board 2010) para la estimación de los niveles de servicio (Ministerio de Fomento 2016). En el caso de las carreteras convencionales de dos carriles, se definen tres clases funcionales:

- Clase I: vías interurbanas en las cuales los conductores esperan viajar a velocidades elevadas.
- Clase II: vías en las cuales los conductores no necesariamente esperan viajar con velocidades elevadas, y estas sirven de acceso a las vías de clase I, o son rutas escénicas o discurren por un terreno más accidentado que limita la velocidad.
- Clase III: vías que discurren por zonas algo urbanizadas o forman parte de travesías urbanas.

Para las carreteras convencionales, define tres medidas de desempeño:

- Velocidad media de recorrido (ATS, average travel speed): longitud del segmento de carretera convencional dividida entre el tiempo medio de recorrido. La medida refleja la movilidad de la vía.
- Porcentaje de tiempo en cola (PTSF, percent time spent following): porcentaje medio del tiempo que los vehículos deben viajar en cola detrás de vehículos más lentos por la imposibilidad de adelantarlos. Esta medida representa la libertad de maniobra y la comodidad del viaje. Se puede usar el porcentaje de vehículos en cola, considerando un intervalo inferior a 3 s, como medida aproximada del PTSF.
- Porcentaje de velocidad libre (PFFS, percent free flow speed): cociente entre la velocidad media y la velocidad

Nivel de servicio	Clase I		Clase II	Clase III
	ATS (km/h)	PTSF (%)	PTSF (%)	PFFS (%)
A	> 88,5	≤ 35	≤ 40	> 91,7
B	80,5 - 88,5	35-50	40-55	83,3 - 91,7
C	72,4 - 80,5	50-65	55-70	75,0 - 83,3
D	64,4 - 72,4	65-80	70-85	66,7 - 75,0
E	≤ 64,4	> 80	> 85	≤ 66,7
F	Excede la capacidad			

Tabla 2.10.- Criterios para la determinación del nivel de servicio en el HCM.

en flujo libre. Esta medida representa la facilidad para los vehículos de circular con una velocidad similar a la velocidad límite permitida.

El nivel de servicio en carreteras de clase I depende tanto de la velocidad media de recorrido como del porcentaje de tiempo en cola, mientras que en las carreteras de clase II se considera únicamente el porcentaje de tiempo en cola y en las carreteras de clase III, el porcentaje de velocidad libre. En la Tabla 2.10 se muestran los criterios para la determinación del nivel de servicio.

La estimación del nivel de servicio es direccional, es decir, se considera cada sentido de circulación por separado, siguiendo las recomendaciones de Luttinen et al. (2003) y se realiza en segmentos con características uniformes. Los límites de los segmentos se establecen en aquellas secciones en las que existe un cambio en el tipo de terreno, sección transversal, clase de carretera o demanda de tráfico, como una intersección importante o un enlace.

La metodología se basa en la estimación de la velocidad media y el porcentaje de tiempo en cola en las condiciones base (sin prohibición de adelantamiento). El HCM emplea como unidad de la demanda de tráfico el número de turismos por hora, en lugar de vehículos por hora. Para ello, convierte la demanda de tráfico en base al efecto que tienen los vehículos pesados sobre la velocidad media y el porcentaje de tiempo en cola. Este efecto depende tanto del porcentaje de vehículos pesados como del tipo de terreno y medida de desempeño.

Tras la estimación en las condiciones base, se ajustan los resultados en función del efecto de la restricción al adelantamiento, que se añaden como un término que puede disminuir la velocidad media y aumentar el porcentaje de tiempo en cola. Los parámetros de ajuste dependen del porcentaje de zona de adelantamiento no permitido y del reparto de tráfico entre ambos sentidos de la carretera.

2.3.2.- Manual de Capacidad de Alemania (HBS)

La metodología del HBS (Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen 2015) utiliza como única medida de desempeño la densidad. La densidad se define como el cociente entre el volumen direccional y la velocidad media de los vehículos ligeros. El nivel de servicio se obtiene aplicando

Nivel de servicio	Densidad (veh/km)
A	≤ 3
B	3 - 6
C	6 - 10
D	10 - 15
E	15 - 20
F	> 20

Tabla 2.11.- Criterios para la determinación del nivel de servicio en el HBS.

los criterios de la Tabla 2.11. Con esta metodología, no se transforma la demanda de tráfico en vehículos ligeros equivalentes.

El procedimiento consiste en clasificar el segmento uniforme en base a su trazado en planta y en alzado. Para cada una de las combinaciones de porcentaje de vehículos pesados, clase de trazado en planta y clase de trazado en alzado, se obtiene la velocidad de vehículos ligeros en función de la intensidad direccional, aplicando las relaciones intensidad-velocidad propuestas. La relación intensidad-velocidad es cóncava, empleando la raíz cuadrada del volumen de tráfico direccional.

Las relaciones intensidad-velocidad fueron desarrolladas en base a los resultados del programa de simulación LASI (Weiser et al. 2011). Para ello, se emplearon escenarios sintéticos en los que se variaba el trazado en planta y en alzado, tomando una única secuencia de curvas y rectas cuya curvatura era igual a la media de la clase de trazado en planta. Dada una clase de trazado en planta, se añadieron rampas con distinta longitud

y pendiente para simular las combinaciones de trazado en alzado. El radio de las curvas en todos los casos era único e igual al radio mínimo definido en el Manual de Diseño Geométrico alemán para esa velocidad de diseño (Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen 2013). Las zonas de adelantamiento permitido, se calcularon automáticamente con LASI en base a la visibilidad disponible.

La clase de trazado en planta se determina en función de la curvatura de la carretera. El procedimiento consiste en la representación gráfica del valor absoluto de los ángulos de deflexión acumulados de todos los elementos geométricos en planta. Posteriormente, este perfil se divide en secciones homogéneas con pendiente aproximadamente constante, que se corresponde con sinuosidad del trazado en planta similar. Cada tramo homogéneo se caracteriza por el valor de su tasa de cambio de curvatura (CCR), definida según la Ecuación 1.

$$CCR = \frac{\sum |\gamma_i|}{L} \quad (1)$$

Donde:

- CCR es la Tasa de Cambio de Curvatura
- γ_i es el ángulo de deflexión de cada elemento geométrico (gon)
- L es la longitud del tramo de carretera (km)

Por su parte, la clase de trazado en alzado se determina en función de la máxima velocidad que un vehículo pesado tipo puede mantener en una pendiente prolongada. Esta depende de la longitud y magnitud de la pendiente.

A diferencia de la metodología de Estados Unidos, las demoras (estimadas con el porcentaje de tiempo en cola) no se consideran representativas de la eficiencia de la infraestructura puesto que son una consecuencia propia del tráfico (Brilon and Weiser 2006). En cambio, la densidad es una medida útil para determinar cuándo una infraestructura supera la capacidad, ya que el momento de máxima intensidad se produce para una densidad constante y que se encuentra alrededor de 25 veh/km (Brilon and Weiser 1996).

Por otro lado, las restricciones de adelantamiento no se consideran puesto que su efecto en la operación del tráfico es marginal en comparación con el producido por el trazado en planta y alzado (Weiser et al. 2011). Además, no se considera la influencia del reparto puesto que el análisis es puramente direccional (Weiser et al. 2011). En consecuencia, las relaciones intensidad-velocidad se basaron en simulaciones con distribución 50/50.

2.3.3.- Otras metodologías

Además de las metodologías propias de Estados Unidos y Alemania, otros países han adaptado las medidas de desempeño a sus condiciones, si bien no en todos los casos se han empleado las mismas medidas de desempeño, metodología o variables explicativas.

En Finlandia se emplea tanto la velocidad media de vehículos ligeros como el porcentaje de tiempo en cola (Luttinen 2000, 2001). Para su estimación se emplearon datos de campo en 20 localizaciones. El efecto de la restricción de adelantamiento se incorpora como una variable y depende del porcentaje de zonas de adelantamiento no permitido.

En Brasil se adaptó la metodología del HCM a sus condiciones locales mediante simulación en TWOPAS (Bessa and Setti 2011b). El programa se calibró con datos de campo y empleando algoritmos genéticos. En base a los resultados, se propuso una relación intensidad-velocidad cóncava, como en el HBS, y una relación exponencial entre PTSF e intensidad direccional. Los coeficientes para determinar PTSF se obtienen interpolando en tablas. En este caso, únicamente se consideraron condiciones base (sin restricciones al adelantamiento), aunque se indica que se pueden utilizar los ajustes del HCM para reflejar las restricciones al adelantamiento.

En Argentina también se adaptó la metodología del HCM mediante simulaciones en CORSIM (Maldonado et al. 2012). El programa se calibró con limitados datos de campo. Para la estimación de ATS, se propuso una relación lineal, como en el HCM, aunque con coeficientes distintos para el volumen direccional y opuesto. Para la estimación de PTSF se propuso una relación exponencial dependiente de 3 parámetros, los cuales se obtienen interpolando en tablas. Al igual que Bessa & Setti (2011), indica que se consideren los ajustes para las restricciones al adelantamiento del HCM.

2.4.- Modelos de simulación de tráfico

Si bien los estudios de campo proporcionan datos reales del comportamiento de los conductores, el volumen de tráfico que se puede observar no suele cubrir todo el rango posible ni condiciones de reparto, ni todas las características de zonas de adelantamiento. Con el fin de extrapolar las conclusiones obtenidas con datos experimentales, se pueden emplear mode-

los de microsimulación de tráfico. Estos modelos requieren de la descripción del movimiento de cada vehículo individual en el flujo del tráfico, incluyendo su aceleración, deceleración, seguimiento o cambio de carril, entre otros (Barcelo 2010). Estos modelos se deben calibrar y validar con datos de campo para minimizar las diferencias entre lo observado en campo y los resultados de la simulación (Barcelo 2010; Egami et al. 2006; Federal Highway Administration 2004).

No obstante, no todos los microsimuladores de tráfico tienen la capacidad de simular maniobras de adelantamiento y variar la distribución de velocidad deseada en el paso por curvas. Los modelos actuales que permiten simular ambas condiciones son TWOPAS (TWO-lane PASSing), TRARR (TRAffic on Rural Roads) y LASI (Landstraßensimulation), que se desarrollaron específicamente para carreteras convencionales. TRARR y LASI se han empleado en Australia (Koorey 2002) y Alemania (Brannolte and Holz 1983; Brilon and Weiser 2006; Weiser et al. 2011), aunque no se distribuyen comercialmente. TWOPAS se ejecuta actualmente a través del Módulo de Análisis de Tráfico (TAM) del IHSDM (Interactive Highway Safety Design Model) desarrollado por la FHWA (Federal Highway Administration). Este programa se ha utilizado para analizar la velocidad media de recorrido y el porcentaje de tiempo en cola en las carreteras convencionales en Brasil (Bessa and Setti 2011b), para evaluar carriles para vehículos lentos en rampas pronunciadas (Valencia-Alaix and García 2010), para determinar los factores de ajuste del HCM 2010 (Harwood et al. 1999, 2003) y para demostrar que las zonas de adelantamiento cortas no contribuyen a mejorar el nivel de servicio (Harwood et al. 2008).

3.- METODOLOGÍA

3.1.- Observaciones de maniobras de adelantamiento

3.1.1.- Metodología estática

La primera de las metodologías, conocida como metodología estática (ver anexo: Llorca y García, 2011), se basó en la grabación en forma de video de maniobras de adelantamiento desde puntos fijos situados en el exterior de la carretera. Para ello, se instaló un conjunto de cámaras junto a zonas de adelantamiento permitido de distintas características. Este tipo de metodologías fue empleada anteriormente por otros autores (Farber 1969; Harwood et al. 2010; Polus et al. 2000) si bien nunca en España, y tampoco con el grado de detalle alcanzado en este estudio.

Mediante esta metodología se van a obtener datos de las maniobras que tengan lugar en dichas zonas de adelantamiento, extrayendo la información relativa a las trayectorias de los distintos vehículos implicados, tratando de minimizar, e incluso eliminar, la posible influencia del sistema de grabación en el comportamiento de los conductores que circulen por este tramo. El GIIC de la UPV disponía de un equipo adecuado para la grabación de maniobras de adelantamiento mediante video, llamado laboratorio móvil de tráfico.

El laboratorio móvil de tráfico es una plataforma elevadora articulada a la que se le han instalado seis cámaras de video en la parte superior. La principal aplicación de la plataforma es la obtención de videos desde una posición elevada, de manera

que se disponga de una mejor visibilidad sobre el área que se pretende grabar, y sin una interferencia directa en el tráfico.

Paralelamente a la toma de datos realizada mediante la grabación de videos, se pretende obtener la distribución de velocidades de operación en cada una de las zonas de adelantamiento estudiadas. Para la medición de velocidades se empleó un equipo con tecnología láser, Speed System T100/T200 de la compañía Laser Technology Inc., basado en dos sensores láser dispuestos en paralelo, con sus respectivos haces en perpendicular al flujo de tráfico a caracterizar. Los vehículos, al circular, cortan dichos haces láser pudiendo los sensores obtener el número de vehículos que han circulado por la sección, así como su espaciamento y su velocidad, computando la diferencia de tiempo entre el paso por el primer y el segundo sensor.

3.1.2.- Metodología dinámica

La segunda metodología (ver anexo: Llorca et al, 2013), complementaria a la anteriormente descrita, recibe el nombre de metodología dinámica. Está basada en la grabación de maniobras de adelantamiento desde un vehículo instrumentado que actúa como vehículo adelantado, al circular a velocidades ligeramente inferiores a las de operación de la vía. Esta metodología, si bien es menos frecuente, se ha empleado con anterioridad en otros estudios (Carlson et al. 2006; Hegeman 2008). No obstante, el nivel de detalle alcanzado en este estudio supera ampliamente el alcanzado en aquellas investigaciones.

Con ello, además de la obtención de datos de tiempos de recorrido, velocidades y trayectorias de los vehículos que

realizan adelantamientos, se pretendió caracterizar a los propios vehículos y a sus conductores, así como al proceso de seguimiento que tiene lugar antes de la maniobra de adelantamiento, en el cual se rechazan o se aceptan huecos existentes en el tráfico en sentido opuesto. Esta metodología, por lo tanto, profundizó en los aspectos de la maniobra de adelantamiento relacionados con el factor humano, siendo esta una de las principales aportaciones de la investigación. Esta metodología se empleó con un vehículo ligero y uno pesado (ver anexo: Llorca et al, 2014), con el objeto de estudiar las diferencias existentes entre ambos casos.

La metodología experimental se apoyó en la grabación de maniobras de adelantamiento desde el vehículo adelantado. Para ello, se equipó a un vehículo ligero y a uno pesado con una serie de cámaras que permitan registrar las maniobras de los vehículos que le adelanten. El equipamiento es versátil, y pudo ser instalado con facilidad a bordo de los dos vehículos, en los instantes previos a la realización de las grabaciones.

El equipo empleado estaba formado por cuatro cámaras digitales de tamaño reducido y un receptor GPS de elevada precisión (10 Hz), conectado a una unidad de grabación de datos (Video VBOX) conectada también a una unidad inercial formada por acelerómetros. Por otro lado, la medición de distancias de seguridad entre el vehículo adelantado y adelantante se lleva a cabo con dos distanciómetros láser. Estos se pueden instalar tanto en la parte trasera como delantera del vehículo para conocer no únicamente las distancias, sino también para estimar la velocidad instantánea del vehículo adelantante en los instantes iniciales y finales de la maniobra.

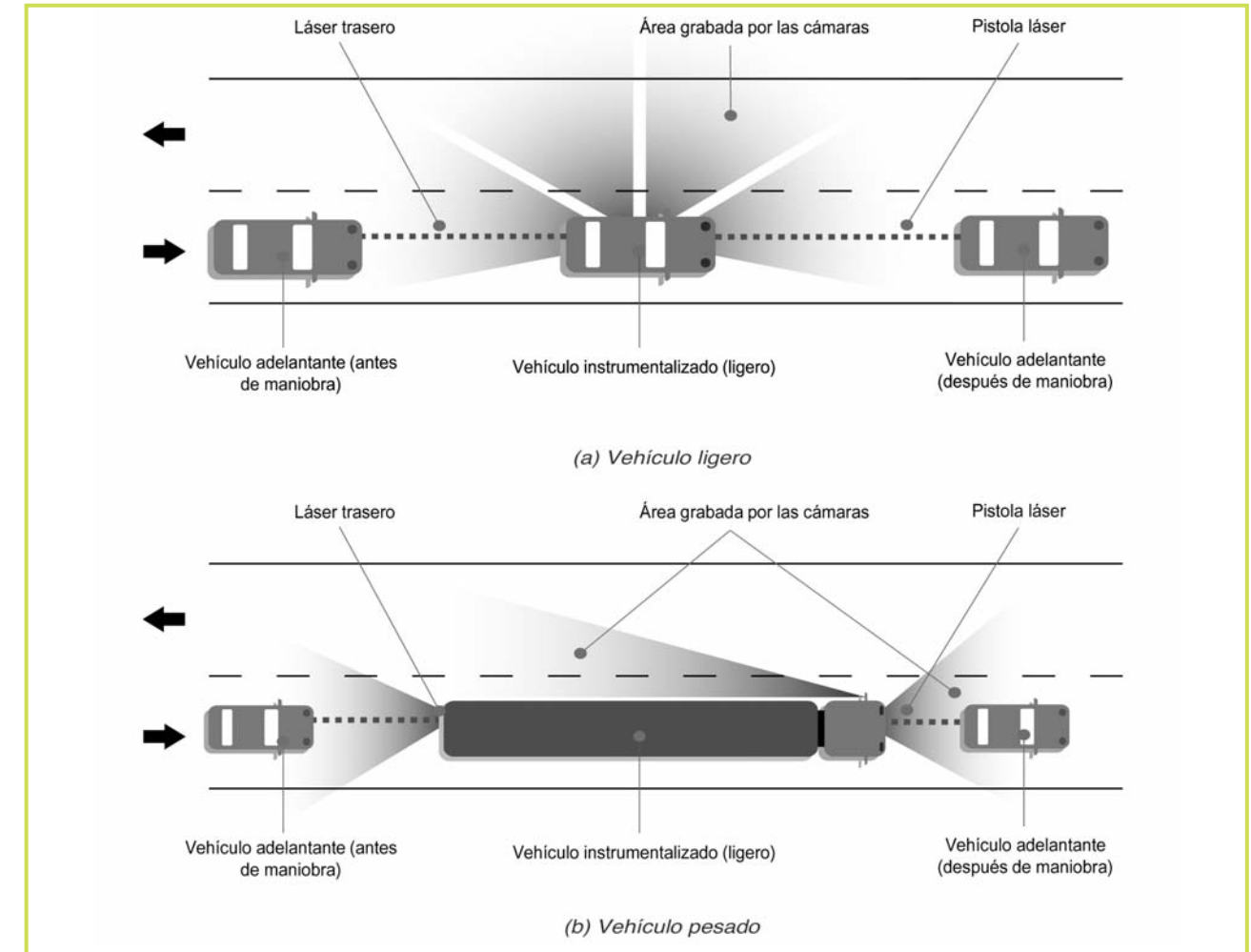


Figura 3.1.- Esquema del vehículo instrumentado.

Mediante el experimento se evitó la influencia del vehículo instrumentalizado sobre el resto de los conductores. Para ello, todos los equipos fueron de reducidas dimensiones para pasar desapercibidos para el resto de usuarios de la vía. Por otra parte, el comportamiento del vehículo instrumentalizado debía ser similar al de cualquier otro usuario de la carretera. Por este motivo, las velocidades de circulación fueron uniformes y se situaron en el entorno de percentiles bajos de las velocidades de los vehículos adelantados que habían sido observados empleando la metodología estática, anterior en el tiempo.

De esta forma, además de mostrar un comportamiento que pueda considerarse normal dentro del tráfico, se pretendía

desarrollar la prueba en condiciones suficientes de seguridad, sin forzar excesivamente a la baja la velocidad, puesto que no sería representativa del fenómeno real.

3.1.3.- Localizaciones

3.1.3.1.- Metodología estática

En la Tabla 3.1 se resume la toma de datos siguiendo la metodología estática. El tiempo de observación total fue de 122 horas y 50 minutos. En dicho tiempo, se observaron más de 1,000 maniobras de adelantamiento, repartidas en 29 zonas de adelantamiento. Específicamente, se realizaron grabaciones tanto en horario diurno como nocturno en las 4 zonas de

Prueba	Nombre	Fecha	Tiempo (h)	Zonas de adelantamiento	Maniobras
1	CV-35 Casinos	16/02/2010	4:05	2	120
2	CV-50 Vilamarxant	11/03/2010	4:00	2	100
3	CV-50 Carlet	08/04/2010	2:55	4	16
4	CV-50 Cheste	05/10/2011	2:50	2	26
5	CV-37 Ribaroja	19/10/2011	3:15	2	67
6	CV-25 Marines	19/10/2011	3:00	2	83
7	CV-35 Calles	09/11/2011	5:55	2	20
8	N-225 Algar diurno	28/02/2012	5:00	4	178
9	N-225 Algar nocturno	28/02/2012	2:00	4	45
10	N-225 Algar (ii)	15/06/2012	2:00	4	165
11	N-225 Algar (iii)	08/07/2012	1:45	4	199
Total			122:50	29	1019

Tabla 3.1.- Resumen de pruebas con la metodología estática.

Prueba	Carretera	Fecha	Hora inicio	Hora fin	Tiempo (h)	Zonas de adelantamiento	Maniobras
0	N-225 pk 0 a 15	06/07/2011	7:35	9:00	1:25	17	26
1	CV-35 pk 40 a 50	07/07/2011	8:00	11:10	3:10	10	40
2	CV-50 pk 84 a 85	12/07/2011	6:30	10:00	3:30	2	51
3	CV-50 pk 34 a 40	14/07/2011	6:40	10:25	3:45	12	51
4	N-225 pk 0 a 15 diurno	06/02/2012	8:30	14:20	5:50	17	63
5	N-225 pk 0 a 15 nocturno i	03/05/2012	21:30	23:30	2:00	17	12
6	CV-415 pk 1 a 9 i	12/09/2012	9:00	13:00	4:00	18	50
7	CV-415 pk 1 a 9 ii	08/11/2012	9:00	11:30	2:30	18	30
8	CV-50 PK 76 a 84	08/11/2012	12:00	15:00	3:00	11	50
9	N-225 pk 0 a 15 nocturno ii	15/11/2012	18:30	21:00	2:30	17	35
10	CV-405	20/11/2012	9:00	13:00	4:00	22	75
Total					34:15	92	457

Tabla 3.2.- Pruebas realizadas con la metodología dinámica.

adelantamiento de la N-225 en Algar. En las mismas zonas de adelantamiento se repitieron las grabaciones con un volumen de tráfico más elevado en dos pruebas adicionales (pruebas 10 y 11), con el fin de obtener la repercusión de las maniobras de adelantamiento en otras condiciones de tráfico. De esta forma, la toma de datos ha cubierto un rango más amplio de intensidad de tráfico (entre 120 y 1,100 veh/h), longitud de la zona de adelantamiento (entre 250 y 1600 m) y condiciones de visibilidad (diurna y nocturna).

El laboratorio móvil de tráfico se empleó entre las pruebas 1 y 9, mientras que entre las pruebas 10 y 11 se utilizaron

cámaras de vídeo de alta definición colocadas en los extremos de las zonas de adelantamiento. En la mayoría de las pruebas estáticas se llevaron a cabo mediciones de velocidad puntual en las zonas de adelantamiento.

3.1.3.2.- Metodología dinámica

Se realizaron un total de 10 pruebas mediante metodología dinámica, además de una prueba piloto en la carretera N-225 (Tabla 3.2). El tiempo total de grabación fue de 34 horas, en el que se observaron más de 450 maniobras en 92 zonas de adelantamiento. Como se puede observar, los tramos recorridos con la metodología dinámica incluyen la mayoría de zonas

ID	Carretera	PK	Sentido	Longitud zona adelantamiento (m)	Tráfico total (veh/h)	Número de adelantamientos	Duración (h)
1	N-225	4+890	1	265	120 - 900	148	13:00
2			2	507		279	
3		5+480	1	1270		680	
4			2	1050		542	
TOTAL						1,649	52:00

Tabla 3.3.- Características de las zonas de adelantamiento de la N-225.

de adelantamiento observadas mediante la metodología estática, con el objeto de verificar si empleando ambas técnicas los resultados eran similares.

Además, en la selección de localizaciones se consideró la sección transversal de la vía, para estudiar si una sección más estricta influía en la maniobra de adelantamiento. Para ello, se tomaron datos en la CV-415, donde la sección transversal era 6/7 en lugar de la sección habitual de 7/10.

Por otro lado, al igual que con la metodología estática, se llevaron a cabo observaciones en horario nocturno en un tramo de carretera. Concretamente, las pruebas nocturnas se realizaron en la N-225, la misma carretera que las observaciones nocturnas desde la plataforma. Debido al escaso número de maniobras en la primera prueba de vehículo instrumentalizado nocturna, se repitió la observación (prueba 9). Por otro lado, se repitió la prueba en la CV-415 por muestra insuficiente.

3.2.- Observaciones de zonas de adelantamiento

Para poder calibrar adecuadamente el modelo de microsimulación, se recogieron datos de campo en 4 zonas de adelantamiento situadas en una carretera convencional en la provincia de Valencia (N-225). La velocidad límite de la carretera es 100 km/h y la intensidad media diaria 5.925 veh/día. Para su selección se consideró cubrir un considerable rango de volumen de tráfico total, reparto y composición, al igual que longitud de sus zonas de adelantamiento. Las características se recogen en la Tabla 3.3.

La toma de datos se realizó con grabaciones de vídeo desde posiciones externas a la vía. En total se han empleado 52:00 h de grabaciones de vídeo para caracterizar el comportamiento del tráfico antes y después de las zonas de adelantamiento. Las cámaras se encontraban situadas en la vía de servicio paralela a la carretera. A partir de los vídeos, en el inicio y final de cada zona de adelantamiento se obtuvo el tiempo de paso para cada vehículo, pudiendo calcular el volumen de

ID	Carretera	PK	Sentido	Longitud zona adelantamiento (m)	Tráfico total (veh/h)	Duración (h)
1	CV-405	12+000	Montserrat	895	520 - 1,000	2:30
2			Torrent	895		
3	CV-35	46+500	Casinos	1,690	200 - 450	2:50
4			Losa	1,860		
5		42+800	Casinos	780		
6			Losa	1,135		
TOTAL						16:20

Tabla 3.4.- Características de las zonas de adelantamiento para validación de la operación del tráfico.

tráfico, composición e intervalo entre vehículos. El porcentaje de vehículos en cola se calculó como el porcentaje de vehículos con intervalo inferior a 3 segundos, compatible con el HCM 2010. Además, al disponer de la secuencia de vehículos en cada sección se determinó también la velocidad media de recorrido y el número de adelantamientos.

Para cada periodo y sentido de circulación, se obtuvo: volumen direccional, volumen opuesto, composición del tráfico, velocidad media de recorrido, número de maniobras de adelantamiento, porcentaje de vehículos en cola en el inicio y final de las zonas de adelantamiento, densidad de vehículos en cola en el inicio y final de las zonas de adelantamiento, longitud media de cola; entre otras variables. Además, para la duración de cada una de las grabaciones se obtuvo la distribución de velocidad deseada de vehículos ligeros y pesados, considerando un intervalo igual o superior a 6 segundos.

Las características del tráfico se computaron en periodos de conteo de 5 minutos, que a su vez se agregaron en 15 minutos como la suma de tres periodos de conteo sucesivos. Posteriormente, los datos de 15 minutos se convirtieron en datos horarios equivalentes.

La operación del tráfico observada en la N-225 se validó con seis zonas de adelantamiento con mayor volumen de tráfico o longitud (Tabla 3.4), mientras que la frecuencia de adelantamientos se validó con doce zonas adicionales (Tabla 6).

En total se dispuso de más de 50 horas adicionales de grabación. Los resultados obtenidos en todos los casos estaban contenidos dentro de los observados en la N-225, por lo que se concluyó que tanto la operación del tráfico como la frecuencia de adelantamientos no variaba significativamente entre todas las zonas observadas.

ID	Carretera	PK	Sentido	Longitud zona adelantamiento (m)	Tráfico total (veh/h)	Número de adelantamientos	Duración (h)
1	CV-50	84+500	1	600	215 - 365	52	4:00
2			2	850		43	
3		77+500	1	990	175 - 420	15	2:50
4			2	755		10	
5	CV-37	14+000	1	550	180 - 375	25	3:00
6			2	560		31	
7	CV-35	76+000	1	540	100 - 150	5	5:55
8			2	522		11	
9		44+500	1	1130	180 - 305	58	4:05
10			2	1265		48	
11	CV-25	5+000	1	1000	310 - 1,100	17	3:20
12			2	1000		62	
TOTAL						377	46:20

Tabla 3.5.- Características de las zonas de adelantamiento para validación de la frecuencia de adelantamientos.

3.3.- Modelo de microsimulación de tráfico

3.3.1.- Calibración y validación de TWOPAS

El resultado de la calibración de un programa de microsimulación es la combinación de parámetros del modelo que minimiza la diferencia entre los datos de campo y los resultados del mismo escenario simulado. Para ello, se pueden utilizar técnicas de optimización heurística. Una de estas técnicas se basa en las reglas de selección natural para buscar el óptimo de una familia de soluciones: los algoritmos genéticos. Dada

la disponibilidad del módulo de algoritmos genéticos para TWOPAS, proporcionado por José Bessa, se determinó emplear esta técnica para la calibración automática de TWOPAS.

3.3.1.1.- Escenarios de calibración

En primer lugar, se implementó la carretera N-225 en TWOPAS. Para ello, se introdujo el estado de alineaciones y rasantes de la vía, al igual que su sección transversal, perfil de visibilidad disponible, zonas de adelantamiento y velocidad

límite. Una vez determinada la geometría, se adaptó el parque de vehículos americano al observado en la N-225, asignando las características técnicas de un vehículo representativo de cada segmento del parque. Se consideraron 5 tipos de vehículo ligero (Renault Clio, Renault Megane, Ford Mondeo, Peugeot Partner, Nissan Terrano) y 2 tipos de vehículo pesado (Scania P 270 4x2, Volvo FH tractor). El porcentaje de cada segmento se determinó a partir de las observaciones.

3.3.1.2.- Calibración mediante algoritmo genético

Tras la definición de los escenarios para calibración, basados en los datos de campo, se ejecuta el algoritmo genético. Esta técnica de optimización busca la combinación de los parámetros a calibrar que minimiza una función objetivo, definida como la diferencia en unas variables entre los datos de campo y los resultados de la simulación, y está basado en los principios de la selección natural y la supervivencia de los individuos más fuertes en cada generación.

El algoritmo genético parte de una generación inicial de individuos (o combinaciones de parámetros de calibración). Aquellos individuos más fuertes tendrán más probabilidades de convertirse en los padres de la siguiente generación de individuos. Para engendrar un individuo de la nueva generación, dos padres cruzan su material genético. La nueva generación sustituirá completamente a la generación anterior. Al favorecerse el cruzamiento entre los individuos más fuertes, es más probable que el mejor material genético se propague en las sucesivas generaciones. Además, se puede introducir la mutación de individuos tras el cruzamiento, de forma que se diversifique la búsqueda y la población no se estanque en un

óptimo local. Con una buena combinación de cruzamiento y mutación, la población irá convergiendo hacia una solución óptima del problema.

Al algoritmo se puede añadir elitismo y depredación. El elitismo hace que el individuo más fuerte sea el que se cruce con el resto de individuos, mientras que la depredación elimina a un porcentaje determinado de los peores individuos y lo sustituye por nuevos individuos aleatorios. El algoritmo podría seguir indefinidamente, por lo que se incluyen criterios de parada: alcanzar el número máximo de generaciones; obtener un error inferior al error mínimo determinado; o que la mejora en algunas generaciones sucesivas sea igual o inferior a un porcentaje.

Los parámetros a calibrar, que dependen de las características locales de los conductores y deben ser modificables por los usuarios de TWOPAS, han sido:

- Probabilidad de reconsiderar comenzar una maniobra de adelantamiento en un periodo de simulación (PREC). Su valor por defecto es 0,2.
- Factor de sensibilidad de seguimiento (ZKCOR). Su valor por defecto es 0,8.
- Factores estocásticos de cada tipo de conductor (BKPM1 a BKPM10). Sus valores por defecto son: 0,43; 0,51; 0,57; 0,65; 0,76; 0,91; 1,13; 1,34; 1,58 y 2,12.

Además, se ha acotado el intervalo de variación de cada parámetro al valor mínimo y máximo admisible en TWOPAS.

Posteriormente, se construye la función objetivo en función de los datos de campo disponibles. Para cada variable, se calculará la diferencia relativa en valor absoluto entre el valor de campo y el de simulación. El valor de la función objetivo será la suma de errores relativos dividida entre el número de variables. En este caso, se han seleccionado 20 variables (10 en cada sentido de circulación):

- Número de adelantamientos.
- Porcentaje de vehículos en cola al final del segmento.
- Velocidad media y desviación de la velocidad de vehículos ligeros y pesados.
- Percentiles 15 y 85 de la distribución de velocidad de vehículos ligeros y pesados.

No obstante, la importancia relativa de cada variable no es la misma, por lo que se asignó un peso a cada variable. Se probaron tres distribuciones de pesos, desde un peso igual para los adelantamientos (33%), porcentaje de vehículos en cola (33%) y velocidades (33%), hasta un 58% del peso para los adelantamientos, 30% para el porcentaje de vehículos en cola y 12% para las velocidades. Para determinar la mejor distribución de pesos se ejecutó el algoritmo genético con 4 generaciones y se analizó la sensibilidad de la función objetivo. En base a los resultados, se tomó la tercera distribución de pesos.

Finalmente, se seleccionaron los parámetros del algoritmo genético. Debido a que los parámetros de mutación, depredación y diversidad pueden condicionar que la evolución se centre en un mínimo local en lugar del mínimo global si son

muy bajos, o que no converja si son muy elevados, se probaron tres combinaciones de parámetros con 20 generaciones (360.000 simulaciones). De las tres combinaciones de parámetros, se tomó la que proporcionaba un menor valor de la función objetivo, que correspondía con parámetros de mutación, depredación y diversidad de 0,4; 0,3 y 4, respectivamente. Con esta combinación de parámetros, se ejecutó el algoritmo genético con 80 generaciones de 40 individuos y 5 semillas aleatorias, con 480.000 simulaciones individuales.

Como resultado, se utilizaron las 25 mejores combinaciones de parámetros de calibración. Los resultados indican que el comportamiento de los conductores españoles es más agresivo que por defecto en TWOPAS, al multiplicarse por 4 la probabilidad de considerar adelantar en un periodo determinado (PREC).

Para la validación del modelo de simulación se tomaron 60 escenarios de tráfico adicionales a los de calibración. Estos escenarios se ejecutaron con alguna de las 25 mejores combinaciones de parámetros resultantes de la calibración, y 5 semillas aleatorias. El error medio resultante fue del 4,3%, dándose por bueno el modelo calibrado.

3.4.- Caracterización de la geometría de tramos y sus zonas de adelantamiento

La geometría en planta y las características de las zonas de adelantamiento se obtuvieron a través de una muestra representativa de tramos de carreteras convencionales espaciadas por todo el territorio español, con diversas tipologías, intensidades, sinuosidades, categorías, perfiles longitudinales, etc.

Se eligieron 50 tramos de carretera con perfil llano u ondulado, de los que se restituyó la geometría en planta mediante el software desarrollado por el propio Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras (Camacho-Torregrosa et al. 2014), que produce el estado de alineaciones a partir de las coordenadas (x,y) del eje de la vía. Dichas coordenadas se obtuvieron con imágenes aéreas de Google Earth. Con el estado de alineaciones, se representó gráficamente la distancia acumulada frente al ángulo girado acumulado. El análisis de las pendientes de la gráfica permitió la identificación de los segmentos uniformes, ya que estos se delimitan en aquellas secciones donde la pendiente de la gráfica cambia significativamente. En la Figura 3.2 se muestra un ejemplo de segmentación en una carretera convencional, donde la pendiente de cada

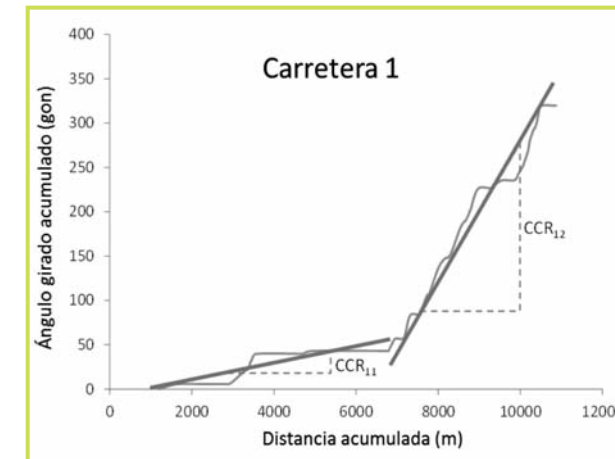


Figura 3.2.- Ejemplo de determinación de segmentos uniformes en base al CCR.

segmento se corresponde con la tasa de cambio de curvatura (CCR). Se obtuvieron 112 segmentos de carretera, que comprendían 451 zonas de adelantamiento. Por su parte, las características de las zonas de adelantamiento se determinaron con Google Earth y Google Street View, identificando el inicio y final de cada zona de adelantamiento y sus visibilidades disponibles. Del estado de alineaciones se estimó el perfil de velocidades de operación mediante los modelos desarrollados por el propio GIIC en investigaciones anteriores (Pérez et al. 2010).

4.- RESULTADOS

4.1.- Modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento

Tras el análisis de los datos, se formularon distintos modelos para caracterizar las trayectorias del vehículo adelantado, adelantante y opuesto. Una vez formulados los modelos, se calibraron con los datos experimentales para escoger el modelo o modelos más adecuados. En concreto, la mayor complejidad y variedad de modelos se plantea para la trayectoria del vehículo adelantante, dado que es el que necesariamente cambia su velocidad durante la maniobra de adelantamiento.

4.1.1.- Modelos para la trayectoria de los vehículos implicados

4.1.1.1.- Vehículo adelantado

La totalidad de modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento que existen en la bibliografía consideran que el vehículo adelantado mantiene su velocidad constante. De hecho,

en el diseño experimental de la metodología desarrollada mediante el vehículo instrumentalizado se asumió esta hipótesis como válida, al menos para fijar la velocidad del citado vehículo en un valor constante, tanto durante el seguimiento como durante la propia maniobra de adelantamiento.

4.1.1.2.- Vehículo adelantante

La trayectoria del vehículo adelantante es la que requiere la mayor atención, ya que es el vehículo que debe variar significativamente su velocidad, desplazándose al carril izquierdo para rebasar al vehículo lento y regresar a su propio carril por delante de él.

La distancia longitudinal necesaria para ello constituye uno de los principales componentes de la distancia de visibilidad, y es un criterio directo para conocer la longitud mínima que deberá tener una zona de adelantamiento. La caracterización

de la trayectoria del vehículo adelantante se basó en una sub-muestra de las observaciones realizadas desde el vehículo instrumentalizado, dado su mayor nivel de detalle y precisión. Las variables características de la maniobra que se han utilizado son las que se enumeran a continuación:

- Instante t_1 , de inicio de la maniobra (cuando el vehículo adelantante comienza a invadir el carril izquierdo), hueco h_1 entre el adelantante y el adelantado y velocidad relativa dVp_1 .
- Instante t_2 , en el que el vehículo adelantante se encuentra en paralelo con el adelantado.
- Instante t_3 , de finalización de la maniobra (cuando el vehículo adelantante deja de invadir el carril izquierdo), hueco h_3 entre el adelantante y el adelantado y velocidad relativa dVp_3 .

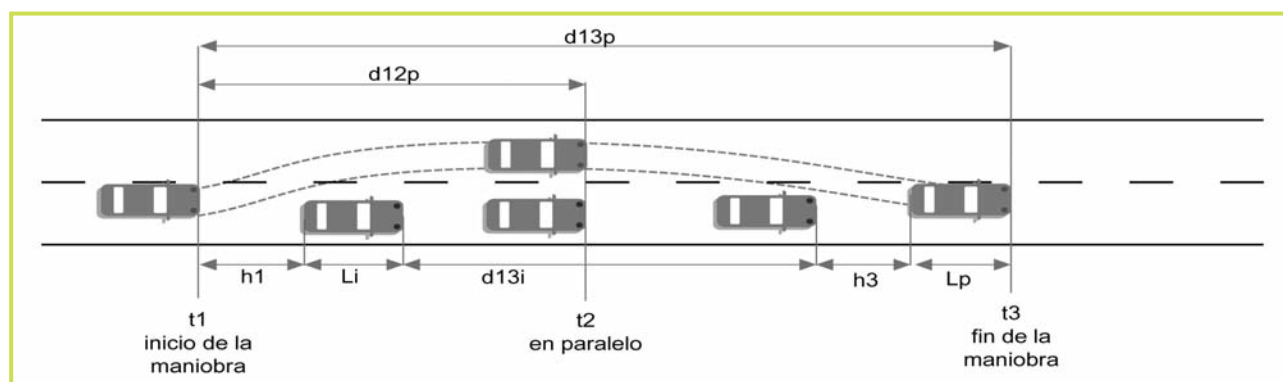


Figura 4.1.- Variables del adelantamiento.

Tramo	Fecha	Velocidad de diseño (km/h)	Número de maniobras
N-225	06/02/2012	100	62
CV-415 (i)	13/09/2012	70	55
CV-415 (ii)	08/11/2012	70	30
CV-50 (iii)	08/11/2012	80	49
CV-405	20/11/2012	70	71

Tabla 4.1.- Tamaño de muestra para modelos de trayectoria del adelantante.

Sub-muestra		Variable								
		d12 (m)	d13 (m)	t12 (s)	t13 (s)	h1 (m)	Vp1 (km/h)	h3 (m)	Vp3 (km/h)	Vi (km/h)
En seguimiento	Media	61.2	163.8	2.9	7.1	7.5	71.1	21.2	88.8	65.5
	Desviación estándar	19.0	42.0	0.9	1.8	3.7	10.4	8.2	11.1	8.3
Lanzados	Media	70.2	162.5	2.7	6.3	27.8	n/a	25.2	n/a	64.3
	Desviación estándar	22.1	44.5	0.8	1.6	14.2	n/a	14.0	n/a	8.4

Tabla 4.2.- Resumen de las variables para modelos de trayectoria del adelantante.

A partir del registro GPS, basándose en el esquema de la Figura 4.1, se calculó la distancia recorrida por el adelantante, tanto hasta t_2 como hasta t_3 , es decir, d_{12} y d_{13} , recorridas en los intervalos de tiempo t_{12} y t_{13} , respectivamente.

La muestra de maniobras se resume en la Tabla 4.1, y el valor de las principales variables en la Tabla 4.2. En este punto, se distinguió entre la muestra de maniobras empleada para la

modelización de maniobras lanzadas y de maniobras que parten del seguimiento. Esto se debe, principalmente, a las diferencias existentes en el comportamiento del vehículo adelantante en ambos casos. En las maniobras que parten del seguimiento siempre se realiza una aceleración por parte del adelantante, mientras que en las maniobras lanzadas esta aceleración es inexistente o muy leve, por lo que los modelos que expliquen las trayectorias serán muy diferentes.

A continuación se formularon distintos modelos (Tabla 4.3), partiendo de modelos ya existentes en la bibliografía, o a partir de nuevos supuestos.

El proceso de adelantamiento depende de la decisión del conductor, de su vehículo y de las condiciones impuestas a ambos. Lo habitual es que la aceleración no siga ninguno de los modelos aquí formulados. Sin embargo, el objetivo que se persigue es encontrar el modelo o modelos cuya calibración

sea lo más ajustada posible a los datos observados, de modo que posteriormente sea posible emplearlos en distintas aplicaciones, como es el caso de la estimación de la distancia de visibilidad de adelantamiento, pero también en modelos de simulación de tráfico o en análisis de seguridad vial.

Debido a la aleatoriedad observada en la maniobra de adelantamiento, la calibración de los modelos cinemáticos de la trayectoria de cada uno de los vehículos adelantantes se realizó

Modelo	Formulación	Parámetros
Velocidad uniforme (American Association of State Highway and Transportation Official 2004; El-bassiouni and Sayed 2010; Polus et al. 2000)	$a = 0$ $V = V_{pm13}$	a : tasa de aceleración V_{pm13} : velocidad media del vehículo adelantante entre $t1$ y $t3$
Aceleración uniforme (Rocci 1998)	$a = a(\text{uniforme})$ $V = V_{p1} + a \cdot t$	a : tasa de aceleración V_{p1} : velocidad inicial del vehículo adelantante
Aceleración uniforme hasta velocidad final (American Association of State Highway and Transportation Official 2011; Glennon 1988; Hassan et al. 1996; Wang and Cartmell 1998)	$si\ t < tf:$ $a = a$ $V = V_{p1} + a \cdot t$ $si\ t > tf:$ $a = 0$ $V = V_{p1} + a \cdot tf$	a : tasa de aceleración tf : tiempo en el que se alcanza la velocidad final V_{p1} : velocidad inicial del vehículo adelantante

Tabla 4.3.- Formulación de modelos de trayectoria del vehículo adelantante.

de forma individualizada. Posteriormente, se analizó la distribución de frecuencias de los parámetros obtenidos en la calibración individual.

La calibración se realizó de forma separada para las maniobras de adelantamiento que parten del seguimiento (muestra de 151 maniobras) y para las lanzadas (muestra de 29 maniobras). El segundo grupo es menor, dado que son menos frecuentes y la medición de distancias por medio de los telémetros laser es más complicada, ya que las trayectorias son menos oblicuas y los huecos mucho más grandes.

4.1.1.2.1.- Maniobras en seguimiento

Para este tipo de maniobras, se calibraron todos los modelos mostrados en la Tabla 4.3. El objetivo de la calibración de cada modelo en cada maniobra es el de obtener los valores de los parámetros del modelo que proporcionan la menor desviación entre la trayectoria observada y la trayectoria medida. Este proceso se basa en minimizar la función F.

$$F(X_i, M_i) = \left\{ \begin{array}{l} \frac{d13_{model}(M_i) - d13_{observed}}{d13_{observed}} \\ \frac{d12_{model}(M_i) - d12_{observed}}{d12_{observed}} \\ \frac{Vp1_{model}(M_i) - Vp1_{observed}}{Vp1_{observed}} \\ \frac{Vp3_{model}(M_i) - Vp3_{observed}}{Vp3_{observed}} \end{array} \right\} \quad (2)$$

donde:

- $X_i = (d13_{observed}, d12_{observed}, Vp1_{observed}, Vp3_{observed})$ es un vector de las desviaciones en cada una de

las cuatro variables que describen la maniobra i : distancias $d12$ y $d13$ y velocidades $Vp1$ y $Vp3$.

- $d13_{model}$, $d12_{model}$, $Vp1_{model}$ and $Vp3_{model}$ son funciones de M_i , dependiendo del modelo escogido.
- $M = (mi1, mi2, \dots, miK)$ es un vector de los K parámetros del modelo para la maniobra i .

Cada uno de los componentes de F mide la diferencia entre el valor estimado de la variable y el valor observado. Dado que el número de parámetros del modelo (< 4) es superior al número de ecuaciones (4), el sistema se resolvió por mínimos cuadrados. El objetivo de la resolución es minimizar la función F.

$$M_i / \min (f_1(X_i, M_i)^2 + f_2(X_i, M_i)^2 + f_3(X_i, M_i)^2 + f_4(X_i, M_i)^2) \quad \text{for } i=1 \text{ to } N \quad (3)$$

Para cada modelo, se analizaron las distribuciones de probabilidad de los parámetros, una vez agregadas las soluciones a todas las maniobras. Dichas distribuciones se muestran en la Tabla 4.4. El ajuste a las distribuciones de probabilidad que se muestran se verificó, en todo caso, empleando los test Chi-Cuadrado y Kolmogorov-Smirnov. También se muestran las correlaciones significativas (con un nivel de confianza del 95%) cuyo coeficiente es mayor a 0,5. En la tabla, la velocidad inicial del adelantante siempre se ha expresado en términos relativos respecto de la del adelantado (cociente), ya que la velocidad del adelantado estaba prefijada en la toma de datos en valores constantes para cada carretera.

Modelo	Parámetro	Distribución
Velocidad uniforme	V _{pm13} /V _i	Lognormal mean=1.20276 SD=0.0589031
Aceleración uniforme	V _{p1} /V _i	Lognormal mean=1.10053 SD=0.0498709
	α	Lognormal mean=0.770249 SD=0.476336
	Correlaciones (coeficientes)	no significativas
Aceleración uniforme hasta velocidad final	V _{p1} /V _i	lognormal mean=1.07588 SD=0.0445466
	α	lognormal mean=1.31485 SD=0.681384
	tf	normal mean=4.31048 SD=1.72732
	Correlaciones (coeficientes)	α - tf (-0.6575)

Tabla 4.4.- Resultados de la calibración de modelos de trayectoria del adelantante (en seguimiento).

En cada modelo, se calculó el error cuadrático medio (RMSE_j) para cada una de las variables empleadas en la calibración y para cada uno de los modelos. En base a este criterio, se escogió el modelo de aceleración constante, como el que mejor ajuste tenía de los analizados.

4.1.1.2.2.- Maniobras lanzadas

Las maniobras lanzadas representan un comportamiento muy distinto del de las maniobras en seguimiento. En general, la distancia recorrida en el carril izquierdo es inferior, lo que se traduce en menores distancias de visibilidad necesarias, por lo

Modelo	Parámetro	Distribución
Velocidad uniforme	V _{pm13} /V _i	Normal m = 1.42538 s = 0.102958

Tabla 4.5.- Resultados de la calibración de modelos de trayectoria del adelantante (lanzado).

que no suelen incluirse en modelos de evolución de vehículos (Glennon 1988; Hassan et al. 1996). Las maniobras lanzadas no implican una aceleración del vehículo adelantante (o implican una aceleración mucho más reducida).

Debido al reducido tamaño de muestra de maniobras lanzadas (son menos frecuentes), solo se ha calibrado el modelo de velocidad constante, debido además, a las siguientes razones:

- Una trayectoria mantenida a velocidad constante se asemeja a la definición teórica de maniobra lanzada.
- Dado que en maniobras lanzadas los huecos h₁ y h₃ son mucho más elevados, la medición mediante los distanciómetros laser fue más complicada, y en bastantes ocasiones imposible. Por ello, el número de variables disponibles para la calibración se reduce. A pesar de ello, los valores de h₁ y h₃ se estimaron a partir del video, mediante la técnica de restitución de perspectivas. Esta metodología impidió, sin embargo, estimar con precisión las velocidades instantáneas en t₁ y en t₃.

La Tabla 4.5 muestra los resultados de la estimación. EL valor del error RMSE_j fue del 5%, tanto para la distancia d₁₂ como para la d₁₃.

4.1.1.3.- Vehículo opuesto

En cuanto a la trayectoria del vehículo opuesto, la mayor parte de los modelos de distancia de visibilidad de adelantamiento han asumido que circula a una velocidad constante, igual a la de diseño, de operación, o velocidad límite de la carretera.

Únicamente Rocci (Rocci 1998) consideró el caso de que el vehículo opuesto frenara o disminuyera su velocidad en el caso de que la colisión con el adelantante fuera próxima. Este modelo asume que el vehículo opuesto mantiene su velocidad constante durante 3 s después de la posición crítica, y después frena para evitar la colisión frontal con el adelantante.

En esta investigación, la toma de datos no ha permitido calcular la velocidad del vehículo opuesto, debido a la gran velocidad relativa respecto al vehículo adelantado. Por lo tanto, se asimilará a la velocidad de operación en flujo libre.

4.1.2.- Distancia de visibilidad de adelantamiento

En este apartado se va a obtener un modelo de cálculo de la distancia de visibilidad de adelantamiento, a partir de los resultados anteriores. La caracterización de las trayectorias del vehículo adelantante y del vehículo opuesto permite la esti-

mación de la distancia de visibilidad, ya que esta se compone, principalmente, de:

- 1.- La distancia recorrida por el vehículo adelantante en su ocupación del carril izquierdo: d_{13} (en t_{13}).
- 2.- La distancia recorrida por el vehículo opuesto en el mismo periodo de tiempo d_{13o} (en t_{13}).

A estas distancias hay que añadir el margen de seguridad existente entre el adelantante y el opuesto en la finalización de la maniobra. Por último, el instante en el que se evalúa la distancia de visibilidad de adelantamiento tiene una gran importancia. Habitualmente, los modelos calculan la distancia de visibilidad en una de estas dos situaciones:

- 1.- Antes de iniciar la maniobra de adelantamiento (es decir, en t_1 , o incluso antes de una fase de percepción y reacción).
- 2.- En la posición crítica, definida como el punto a partir del cual es más rápido y seguro completar la maniobra que abortarla. Es una posición intermedia, cercana a la posición en paralelo (t_2), pero cuya ubicación exacta no puede determinarse experimentalmente, teniendo en cuenta que no se ha observado prácticamente ninguna maniobra abortada.

Para la estimación de cada uno de los componentes de la distancia de visibilidad de adelantamiento se tendrán en cuenta los siguientes modelos:

- Vehículo adelantado: se asumirá velocidad constante durante todo el tiempo en el que el adelantante invade el carril izquierdo.

- Vehículo adelantante: se ha escogido el modelo de tasa de aceleración constante durante todo el tiempo de invasión del carril izquierdo.
- Vehículo opuesto: se asumirá una velocidad constante durante el tiempo en el que el adelantante invade el carril izquierdo, igual a la velocidad de operación en flujo libre en la localización estudiada.

4.1.2.1.- Variables

En esta sección se describen las variables empleadas para la estimación de los modelos anteriormente mencionados. Cada una de las variables se caracteriza por su distribución de frecuencias.

4.1.2.2.- Ecuaciones

Este apartado muestra las ecuaciones del modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento, derivadas del apartado anterior de calibración de modelos.

$$t_3 - t_1 = \frac{-(V_p(t_1) - V_i) + \sqrt{(V_p(t_1) - V_i)^2 - 2a(L_i + L_p + h(t_1) + h(t_3))}}{a} \quad (4)$$

$$d_{13}(\text{passing}) = V_p(t_1) \cdot (t_3 - t_1) + \frac{1}{2}a \cdot (t_3 - t_1)^2 \quad (5)$$

$$d_{13}(\text{opposing}) = V_o \cdot (t_3 - t_1) \quad (6)$$

$$d_{34} = (t_4 - t_3)_{\text{critical}} \cdot (V_o + V_p(t_3)) \quad (7)$$

$$t_2 - t_1 = \frac{-(V_p(t_1) - V_i) + \sqrt{(V_p(t_1) - V_i)^2 - 2a(L_p + h(t_1))}}{a} \quad (8)$$

$$d_{12}(\text{passing}) = V_p(t_1) \cdot (t_2 - t_1) + \frac{1}{2}a \cdot (t_2 - t_1)^2 \quad (9)$$

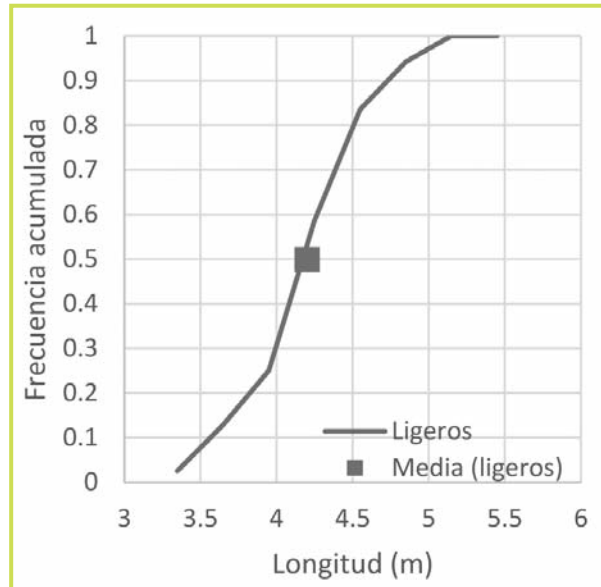
$$t_3 - t_2 = (t_3 - t_1) - (t_2 - t_1) \quad (10)$$

$$d_{23}(\text{passing}) = d_{13}(\text{passing}) - d_{12}(\text{passing}) \quad (11)$$

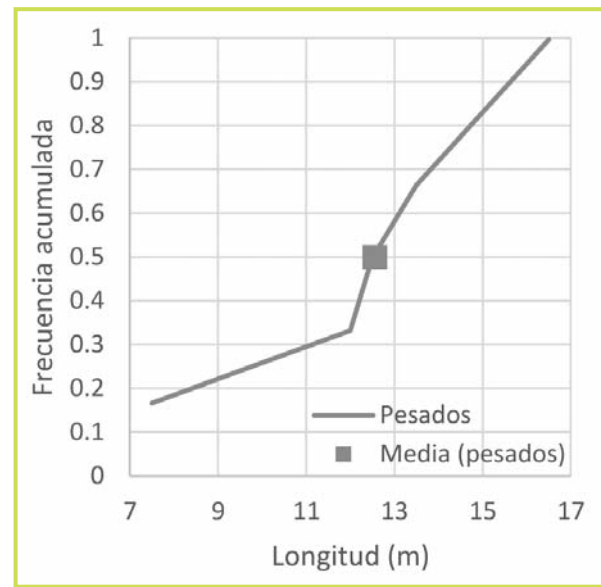
Variable	Código	Unidades	Distribución	Parámetros
Velocidad del vehículo adelantado	V_i	km/h	Normal	Ligeros: $m = 3,83 + 0,78 \cdot V_d$ SD = 8,70 Pesados: $m = 23,20 + 0,43 \cdot V_d$ SD = 14,66
Velocidad inicial relativa del vehículo adelantante	V_{p1}/V_i	-	Lognormal	$m = 1,10$ SD = 0,05
Tasa de aceleración	a	m/s ²	Lognormal	$m = 0,77$ SD = 0,47
Hueco adelantante- adelantado al iniciar la maniobra	$h(t_1)$	m	Lognormal	$m = 9,61$ SD = 5,65
Hueco adelantante- adelantado al finalizar la maniobra	$h(t_3)$	m	Lognormal	$m = 23,88$ SD = 9,58
Longitud vehículo adelantado	L_i	m	Empírica	Ligero: ver Figura 4 2 Pesado: ver Figura 4 2
Longitud vehículo adelantante	L_p	m	Empírica	Ligero: ver Figura 4 2
Velocidad del vehículo opuesto	V_o	km/h	Normal	$m = 34,88 + 0,60 \cdot V_d$ SD = 19,00
Margen de seguridad	$t_4 - t_3$	s	Constante	valor = 1

* V_d : Velocidad de diseño, entre 60 y 120 km/h en las carreteras del ámbito de estudio

Tabla 4.6.- Variables del modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento.



(a) ligeros



(b) pesados

Figura 4.2.- Distribuciones de longitudes de vehículo ligero (a) y pesado (b).

$$d_{23}(\text{opposing}) = V_o \cdot (t_3 - t_2) \quad (12)$$

$$DVA(t_1) = d_{13}(\text{passing}) + d_{13}(\text{opposing}) + d_{34} \quad (20) \quad (13)$$

$$DVA(t_2) = d_{23}(\text{passing}) + d_{23}(\text{opposing}) + d_{34} \quad (21) \quad (14)$$

4.1.2.3.- Formulación determinista

Los modelos deterministas proporcionan una solución única, partiendo de los valores únicos y fijos de las variables que los alimentan. De dichas variables, se escogen sus valores medios

o determinados percentiles, considerados seguros, asumiendo que la elección de los mismos proporciona un valor igual de seguro.

En este caso, el valor de las variables se ha fijado en el percentil 85, que indica aquél valor solo superado por el 15% de los conductores (en aquellas variables cuya superación queda del lado de la seguridad) o por el 85% de los conductores (en aquellas variables cuya superación queda del lado de la inseguridad).

Variable	Percentil 85
Velocidad del vehículo adelantado (km/h)	Ligero: $12,85 + 0,78 \cdot V_d$ Pesado: $38,39 + 0,43 \cdot V_d$
Velocidad inicial relativa del vehículo adelantante (adimensional)	1,05
Tasa de aceleración (m/s^2)	0,28
Hueco adelantante-adelantado al iniciar la maniobra (m)	15,47
Hueco adelantante-adelantado al finalizar la maniobra (m)	33,81
Longitud vehículo adelantado (m)	4,5 (ligeros) y 15 (pesados)
Longitud vehículo adelantante (m)	4,5
Velocidad del vehículo opuesto (km/h)	$54,57 + 0,60 \cdot V_d$
Margen de seguridad (s)	1

Tabla 4.7.- Variables del modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento (modelo determinista).

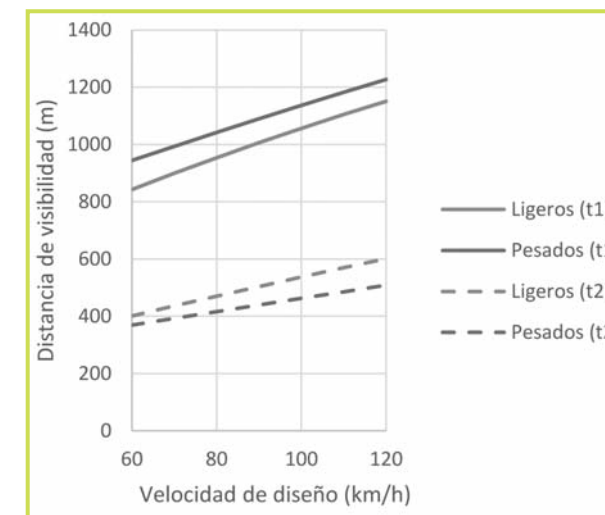


Figura 4.3.- Modelo de DVA determinista.

Si se adoptan los valores de la tabla, el resultado del modelo es, teóricamente, un modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento tan seguro, al menos, como el percentil escogido para sus variables de entrada. Los resultados de esta formulación se muestran en la Figura 4.3.

Sin embargo, este tipo de modelo no proporciona, en realidad, ninguna información acerca de la seguridad que se está considerando, o del perjuicio o beneficio en la misma en el caso de variar la distancia de visibilidad en un sentido u otro.

4.1.2.4.- Formulación probabilística

Alternativamente, los modelos probabilistas se alimentan de las distribuciones estadísticas de las variables de entrada, teniendo en cuenta las correlaciones que existan entre ellas. El resultado es una distribución de la variable de salida (en este

caso, de la distancia de visibilidad), de modo que, dado un valor fijo, es posible proporcionar el nivel de seguridad en el que se encuentra, a través del percentil en el que se sitúa dentro de su distribución.

Existen diversos procedimientos de cálculo para modelos probabilistas. En este caso, se ha optado por su resolución numérica, con el objetivo de obtener la distribución completa de la variable de salida. Para ello, se genera una muestra aleatoria muy grande de combinaciones de las variables de entrada, calculando para cada uno de los elementos el valor de la variable de salida. La agregación de los valores resultantes constituye la distribución de la variable de salida. Para la obtención de las distribuciones de distancia de visibilidad se generaron muestras de 10.000 elementos, observando que las características de la distribución resultante no variaban alrededor de esta cifra.

4.2.- Relación entre geometría de tramos y zonas de adelantamiento

Del estudio de las 451 zonas de adelantamiento (ZA) en 112 segmentos de carretera con CCR constante, se obtuvieron los siguientes resultados:

- La longitud de las ZA adoptó una media de 529 m, con un mínimo de 38 m y un máximo de 3085 m.
- El promedio del % de ZA en los segmentos fue del 52,3%, superior al 40% que recomendaba la 3.1 IC (1999), con una media de 0,98 ZA/km (rango de 0,33 a 1,99).

- La distancia de visibilidad disponible al inicio de la ZA era de 562 m de media, con un mínimo de 105 m y un máximo de 2300 m.
- La distancia de visibilidad disponible al final de la ZA era de 195 m de media, con un mínimo de 60 m y un máximo de 1150 m.
- El límite de velocidad en la ZA se encontraba entre 50 y 100 km/h, con un promedio de 90,3 km/h y la desviación típica fue de 9,4 km/h. Por tanto, la mayoría tenía límites no inferiores a 80 km/h.
- La velocidad de operación (V85) media a lo largo de las ZA fue de 95 km/h, con la desviación típica de 14 km/h. Luego, la mayoría de ZA presentaban una V85 no inferior a 80 km/h.
- Los segmentos de carretera presentaban un CCR medio de 90 gon/km, con un máximo de 605 gon/km.

Tras el análisis preliminar de los resultados, se procedió a realizar un análisis estadístico con las características de las zonas de adelantamiento (ver anexo: Moreno et al., 2015b). En concreto, se correlacionaron la longitud media de las zonas de adelantamiento en un tramo homogéneo de carretera convencional y el porcentaje medio de zonas de adelantamiento permitido, con características del trazado en planta. Como variables independientes se consideró la curvatura del tramo (CCR) y el límite de velocidad en las zonas de adelantamiento. Los modelos lineales se desarrollaron en R, con los resultados que se reflejan en la Tabla 4.8.

log(PZL)	PPZ
Coefficients: Estimate Std. Error t value Pr(> t) (Intercept) 6.6028311 0.0574710 114.890 < 2e-16 CCRij -0.0038070 0.0004508 -8.445 2.33e-13	Coefficients: Estimate Std. Error t value Pr(> t) (Intercept) 0.6317804 0.0243014 25.998 < 2e-16 CCRij -0.0012946 0.0001736 -7.457 2.17e-11
Residual standard error: 0.4588 on 101 degrees of freedom Multiple R-squared: 0.4139 Adjusted R-squared: 0.4081 F-statistic: 71.32 on 1 and 101 DF p-value: 2.33e-13	Residual standard error: 0.1968 on 110 degrees of freedom Multiple R-squared: 0.3358 Adjusted R-squared: 0.3298 F-statistic: 55.61 on 1 and 110 DF p-value: 2.171e-11

Tabla 4.8.- Resumen de los modelos estadísticos para la longitud media de las zonas de adelantamiento y el porcentaje de zona de adelantamiento permitido.

Como se puede observar, ambos modelos son estadísticamente significativos con un nivel de confianza del 95 %, y se cumple que sus residuos están normalmente distribuidos. El efecto de la curvatura era el único significativo en las dos variables, de tal forma que al aumentar la curvatura del segmento se reducen la longitud media de las zonas de adelantamiento y el porcentaje de zonas de adelantamiento permitido. Los modelos tienen un coeficiente de determinación del 41 y 34 %, respectivamente. Considerando que únicamente se dispone del trazado en planta, se puede considerar una buena correlación.

4.3.- Modelos de impacto operacional de la restricción de adelantamiento

4.3.1.- Configuración base

4.3.1.1.- Definición de escenarios

En el primer caso de estudio, se ha caracterizado la configuración base, en la que no existen restricciones al adelantamiento ni restricciones geométricas. El escenario base, por tanto, es una recta con una longitud igual a 10 km, con pendiente constante del 0,5 %, y en la que el adelantamiento está permitido en toda su longitud.

En cuanto al tráfico, se han tomado las siguientes variaciones:

- 4 porcentajes de vehículos pesados (0, 10, 20 y 30 %)
- 7 repartos (20/80; 30/70; 40/60; 50/50; 60/40; 70/30; 80/20)
- 32 combinaciones de volumen de tráfico direccional y tráfico opuesto. El volumen de tráfico direccional variaba entre 100 y 1.700 veh/h, con saltos entre 35 y 65 veh/h.

Para cada combinación de reparto e intensidad direccional, se calculó la intensidad direccional opuesta. Se obtuvieron las combinaciones limitando el volumen opuesto a 1.700 veh/h y con volumen total inferior a 3.400 veh/h. El porcentaje de vehículos en cola al principio del segmento se calculó en base al modelo desarrollado para la misma carretera a partir de los datos de campo.

Para cada escenario geométrico y de tráfico, se realizaron 15 repeticiones variando el comportamiento del conductor y las semillas aleatorias que definen el comportamiento estocástico del tráfico en TWOPAS, una vez calibrado. En cada replicación se tomó una combinación de semillas aleatorias obtenida aleatoriamente entre 25 combinaciones, y una combinación de parámetros de calibración, obtenida aleatoriamente entre una de las 50 mejores combinaciones resultantes en la calibración.

En total se han simulado 9.900 escenarios, como se muestra en la Tabla 4.9. No obstante, algunos escenarios no devolvieron resultados, de los cuales la gran mayoría escenarios correspondían con intensidad de tráfico elevada, ya sea un volumen de tráfico direccional superior a 1.540 veh/h o un volumen total superior a 3.220 veh/h; a pesar de

VARIABLE	Distribución de zonas de adelantamiento	% vehículos pesados	Reparto	Volumen direccional (veh/h)	Réplicas
Valores	0% NPZ, 1. ZA (000-01)	0 10 20 30	20/80 30/70 40/60 50/50 60/40 70/30 80/20	100 - 1.700 saltos de 50±15	15 semillas aleatorias y combinaciones de parámetros
Subtotal	1	4	7	32	15
TOTAL	9.900 simulaciones ejecutadas, 9.619 simulaciones válidas				

Tabla 4.9.- Escenarios simulados en TWOPAS para la configuración base.

que el volumen máximo direccional en TWOPAS es 2.000 veh/h, y se indica que flujos superiores a 1.700 veh/h generan congestiones que paran el programa. El resto de escenarios tenía un volumen de tráfico medio. En ellos, se varió la semilla aleatoria de TWOPAS y se volvieron a ejecutar, con resultados positivos. Finalmente, se contaron con datos de 9.619 escenarios, que resultaron en 19.238 escenarios direccionales.

4.3.1.2.- Resultados y discusión

4.3.1.2.1.- ATS

Dadas las diferentes relaciones intensidad-velocidad existentes en la literatura, se han propuesto tres modelos funcionales distintos, un modelo lineal y dos modelos cóncavos. Los modelos proceden del HCM, Luttinen (2000) y HBS, respectivamente. Para cada modelo de regresión, se ejecutaron en el programa estadístico R las 32 posibles combinaciones de variables independientes. Para determinar el mejor modelo entre las 96 propuestas, se empleó el AIC (Akaike Information Criteria), la correlación entre los valores estimados y los resultados de la simulación, el pseudo R^2 , los parámetros beta y el p-value de las variables.

El mejor modelo para ATS es el modelo lineal incluyendo el volumen de tráfico direccional, el volumen de tráfico opuesto y el porcentaje de vehículos pesados (Ecuación 15). La correlación entre los valores estimados y los resultados de la simulación es del 94 % y el pseudo R^2 88.5 %.

$$ATS_{base} = FFS - 0.01504 \cdot V_d - 0.0064 \cdot V_o - 0.0522 \cdot HV_d \quad (15)$$

Donde:

- FFS: velocidad en flujo libre (km/h). En este caso, la velocidad en flujo libre es igual a 89.52 km/h.
- Otras variables como definidas anteriormente.

En la Figura 4.4 se muestra la comparación entre los resultados de la simulación y las estimaciones producidas con la Ecuación 15, en función del volumen de tráfico direccional y el reparto.

A pesar de ser un análisis puramente direccional, se puede observar la influencia del tráfico opuesto en función del reparto. Es más, el reparto tiene un profundo impacto en los resultados: si bien puede ser preferible una relación intensidad-velocidad cóncava para repartos poco favorables (20/80 - 40/60), una relación lineal captura mejor la variación de ATS en repartos más favorables (50/50 - 80/20). Como era esperable, el volumen de tráfico opuesto tiene mayor efecto en repartos poco favorables, produciendo la forma cóncava: dado un reparto, las oportunidades de adelantamiento se reducen y por tanto ATS es menor. Para repartos más favorables, el efecto del tráfico opuesto es menor ya que existen más huecos en el flujo opuesto, suponiendo por tanto una menor restricción al adelantamiento y por tanto una mayor velocidad media.

Por otro lado, ATS disminuye al aumentar el porcentaje de vehículos pesados, aunque el efecto de esta variable es inferior a la del volumen de tráfico.

El modelo se ha comparado con los resultados de investigaciones anteriores (ver anexo: Moreno et al., 2016a). El

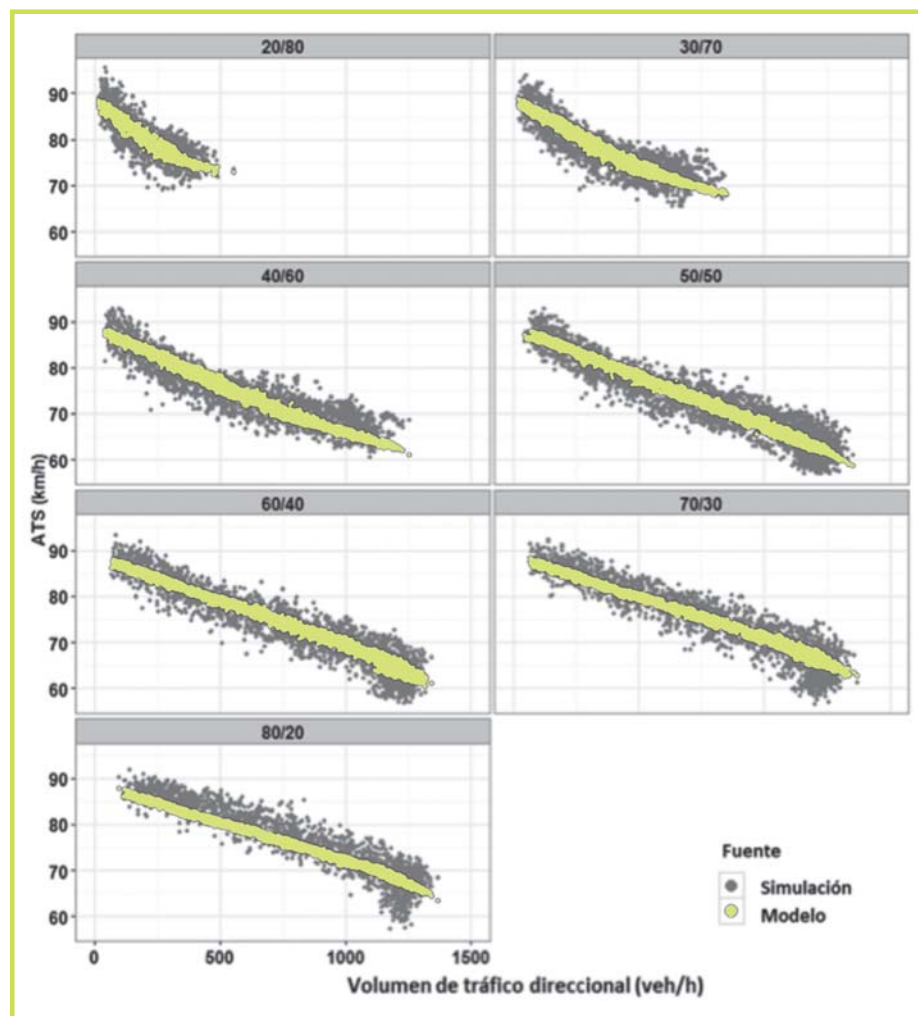


Figura 4.4.- ATS: comparación entre los resultados de la simulación y el modelo propuesto.

modelo del HCM (Transportation Research Board 2010) es el que produce mejores estimaciones, tras el modelo propuesto en la investigación. El HCM generalmente subestima ATS, siendo las diferencias mayores para repartos de tráfico poco favorables. Por un lado, el comportamiento más agresivo de los conductores españoles puede aumentar ATS. Por otro lado, al proponer coeficientes diferentes para el volumen de tráfico direccional y el volumen opuesto, se penaliza menos la velocidad en repartos más favorables, al contrario que en el HCM.

4.3.1.2.2.- PTSF

Para la estimación de PTSF, se consideraron 4 modelos de regresión. Al igual que con ATS, los modelos provienen de investigaciones anteriores. Específicamente, del HCM, Maldonado et al. (2012), de Luttinen (2001), y el modelo logarítmico de Moreno et al. (ver anexo: Moreno et al., 2014).

Los modelos lineales y no lineales se han ejecutado con el programa estadístico R. El modelo lineal incluye las 32 posibles combinaciones entre las cinco variables independientes. Al igual que

con ATS, se empleó el AIC (Akaike Information Criteria), la correlación entre los valores estimados y los resultados de la simulación, el pseudo R^2 , los parámetros beta y el p-value de las variables para determinar la bondad del ajuste.

El mejor modelo para PTSF es el modelo exponencial del HCM (Ecuación 16), con una correlación entre los resultados de la simulación y las estimaciones del modelo del 97 %, un pseudo R^2 del 95 % y una correlación para las ecuaciones de los coeficientes a y b del 98 %.

$$PTSF_{base} = 100 \cdot (1 - \exp(a \cdot V_d^b))$$

$$a = -2.12 \cdot 10^{-3} - 3.48 \cdot 10^{-5} \cdot V_o + 6.15 \cdot 10^{-4} \cdot \ln(V_o)$$

$$b = 1.33 - 2.23 \cdot 10^{-5} \cdot V_o - 0.1 \cdot \ln(V_o) \quad (16)$$

Donde:

- PTSFbase: porcentaje de tiempo en cola (%).
- V_d : volumen de tráfico direccional (veh/h).
- V_o : volumen de tráfico opuesto (veh/h).

En la Figura 4.5 se muestra el ajuste del modelo con los resultados de la simulación en TWOPAS.

Como se puede observar, el aumento de PTSF es súbito para repartos poco favorables (20/80 - 40/60), produciéndose para un volumen de tráfico direccional alrededor de 300 veh/h. Al mejorar el reparto, el aumento de PTSF con el volumen de tráfico direccional es paulatino, si bien es casi lineal para el reparto más favorable (80/20). El cambio en esta relación indica, al igual que para ATS, el efecto significativo que tiene el reparto en la operación del tráfico.

El modelo propuesto se ha comparado también con los modelos de otros países (ver anexo: Moreno et al., 2016a), en función del volumen de tráfico direccional y el reparto. El HCM subestima el PTSF en prácticamente todos los escenarios. Para volúmenes de tráfico bajos, en cambio, el HCM sobreestima PTSF hasta un 20 %. Puede deberse a que las correcciones que se introdujeron en la versión actual del HCM para reducir la sobreestimación de PTSF en comparación con la versión anterior sean demasiado elevadas. Además, dada la diferencia existente entre PTSF y el porcentaje de vehículos en cola en TWOPAS, el ajuste de PTSF para asemejarlo al porcentaje de vehículos en cola puede dar lugar a subestimar el verdadero valor de PTSF.

4.3.2.- Efecto de la restricción al adelantamiento

4.3.2.1.- Definición de escenarios

En el segundo caso de estudio se analiza el efecto que supone en la operación del tráfico la restricción al adelantamiento. Para ello, se debe partir de la configuración base y comparar la diferencia en ATS y PTSF al variar la distribución y características de las zonas de adelantamiento. Así, se ha tomado el mismo segmento recto de carretera convencional de 10 km de longitud y pendiente constante del 0,5 %, y se han modificado las zonas de adelantamiento (Figura 4.6), con las siguientes restricciones de adelantamiento:

- 2 porcentajes de zona de adelantamiento no permitido (50, 100 %).
- 8 configuraciones simétricas con 50 % de zona de adelantamiento no permitido y longitudes medias de zona

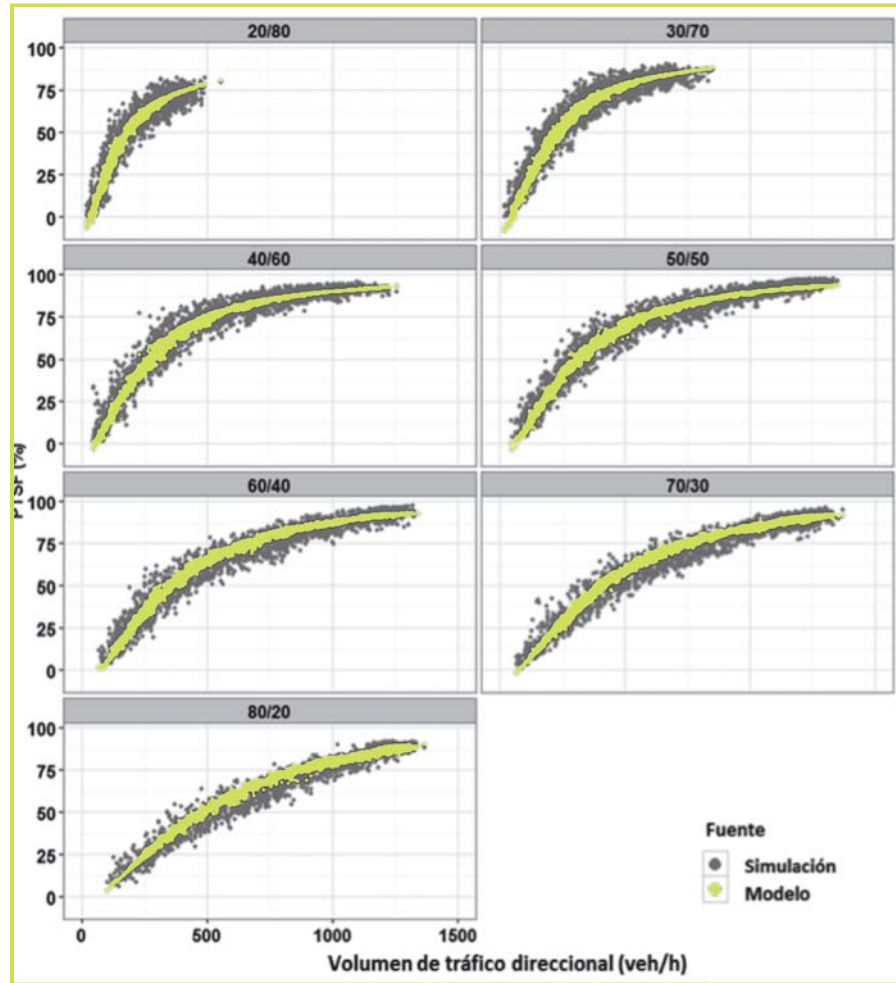


Figura 4.5.- PTSF: comparación entre los resultados de la simulación y las estimaciones del modelo.

de adelantamiento de 250, 500, 714, 1000, 1250, 1670, 2500, 5000 m.

En cuanto al tráfico, se han considerado las mismas variaciones que en el primer caso de estudio. En total se han simulado 89.100 escenarios, como se muestra en la Tabla 4.10, de los cuales 86.217 escenarios devolvieron resultados válidos.

4.3.2.2.- Resultados y discusión

Para el análisis, se partirá de la configuración base y se estudiará la diferencia entre los resultados de la simulación para las nuevas configuraciones y las estimaciones del modelo para la configuración base.

Igualmente, para mantener la misma estructura que en el HCM, primero se ha analizado la influencia del porcentaje de zona de adelantamiento no permitido y posteriormente, se ha estudiado el efecto de la longitud media de las zonas de adelantamiento para el mismo porcentaje de zona de adelantamiento no permitido.

4.3.2.2.1.- ATS

En primer lugar, se han analizado las diferencias en ATS entre la configuración

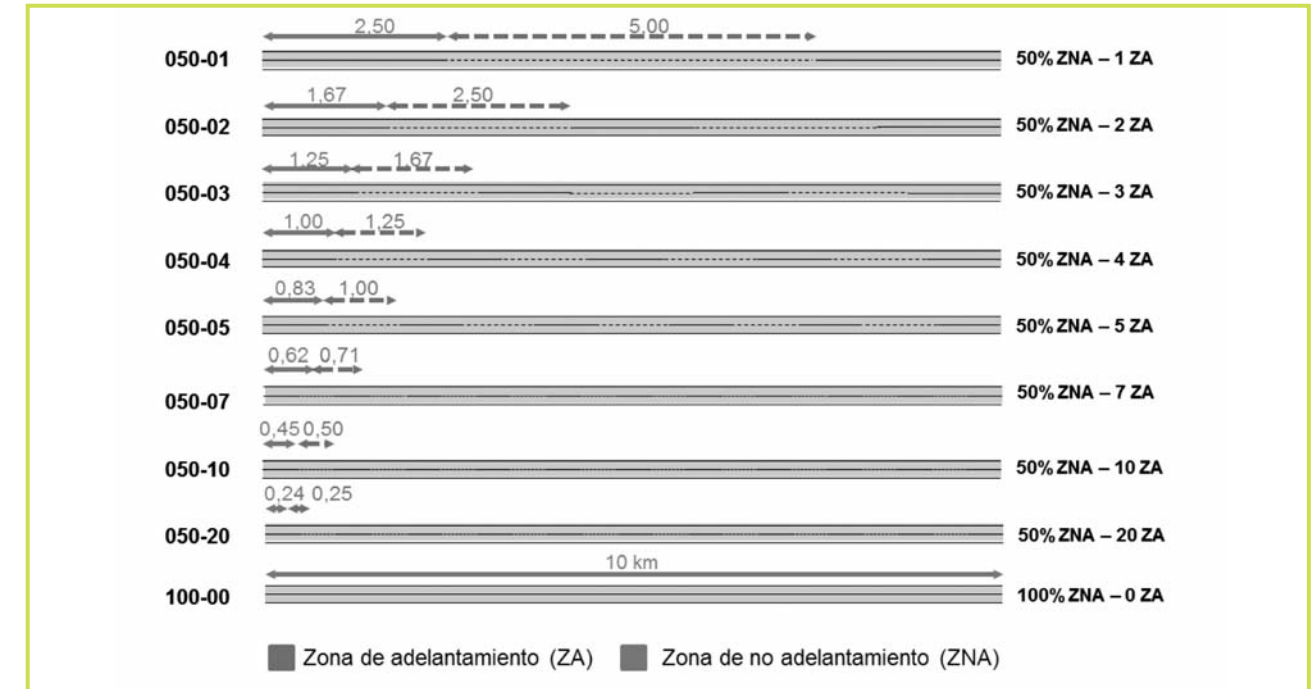


Figura 4.6.- Configuraciones de zonas de adelantamiento simétricas generadas.

base, la configuración 050-01 y la configuración 100-00. Entre todas las configuraciones con 50 % de zona de adelantamiento no permitido, se ha considerado la 050-01 por ser la más similar a las otras dos configuraciones.

Las diferencias en la velocidad media dependen principalmente del reparto y del porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (ver anexo: Moreno, 2015). La diferencia es

menor en repartos poco favorables, puesto que en estas condiciones el adelantamiento está más restringido por la escasez de huecos en el flujo opuesto en lugar de por las zonas de adelantamiento permitido. Al contrario, en los repartos más favorables, se produce un mayor efecto de la restricción de adelantamiento ya que en estos escenarios, la presencia de huecos en el flujo opuesto no es una limitación significativa.

VARIABLE	Distribución de zonas de adelantamiento	% vehículos pesados	Reparto	Volumen direccional (veh/h)	Réplicas
Valores	50% ZNA, 1 ZA (050-01)	0	20/80	100 - 1.700 saltos de 50±15	15 semillas aleatorias y combinaciones de parámetros
	50% ZNA, 2 ZA (050-02)		30/70		
	50% ZNA, 3 ZA (050-03)		40/60		
	50% ZNA, 4 ZA (050-04)		50/50		
	50% ZNA, 5 ZA (050-05)		60/40		
	50% ZNA, 7 ZA (050-07)		70/30		
	50% ZNA, 10 ZA (050-10)		80/20		
50% ZNA, 20 ZA (050-20)					
100% ZNA, 0 ZA (100-00)					
Subtotal	9	4	7	32	15
TOTAL	9.900 simulaciones ejecutadas, 9.619 simulaciones válidas				

Tabla 4.10.- Escenarios simulados en TWOPAS para el análisis de las zonas de adelantamiento.

Para determinar cuál es el mejor modelo, se han ejecutado en R las 256 posibles combinaciones de variables independientes que incluyen el volumen direccional. Entre los modelos con mejor ajuste, se ha seleccionado el modelo de la Ecuación 17, con un pseudo R² del 33,7 % y una correlación del 58 %.

$$ATS_{zna} = 2.06 - 0.017 \cdot V_d - 0.064 \cdot P_{zna} + 0.027 \cdot HV_d + 2.92 \cdot 10^{-5} \cdot V_d^2 - 1.45 \cdot 10^{-8} \cdot V_d^3 + 5.43 \cdot 10^{-5} \cdot P_{zna} \cdot V_o \quad (17)$$

Donde:

- ATS_{zna} : coeficiente de ajuste de ATS sobre la configuración base debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (km/h).

- V_d : volumen de tráfico direccional (veh/h).
- V_o : volumen de tráfico opuesto (veh/h).
- HV_d : porcentaje de vehículos pesados (%).
- P_{zna} : porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (%).

Dado que la diferencia media entre la configuración base y la total restricción al adelantamiento (100 % ZNA) es de un máximo de 5 km/h, en el caso de los repartos más favorables, y que la dispersión de la variable es alrededor de 5 km/h, no se considera necesario continuar el análisis para determinar las diferencias según la longitud media de las zonas de adelantamiento, las cuales, en todo caso, se encontrarían con-

tenidas entre 0 y 5 km/h. Así, se propone emplear la Ecuación 18 para la estimación de ATS en un segmento de carretera convencional.

$$ATS = ATS_{base} + ATS_{zna} \quad (18)$$

Donde:

- ATS : velocidad media de recorrido en un segmento de carretera convencional (km/h).
- ATS_{base} : velocidad media de recorrido en la configuración base (Ecuación 16) (km/h).
- ATS_{zna} : coeficiente de ajuste de ATS debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (Ecuación 17) (km/h).

4.3.2.2.2.- PTSF

En primer lugar, se han analizado las diferencias entre la configuración base y las configuraciones 050-01 y 100-00. Para ello, se ha calculado la diferencia respecto con el modelo determinado en la Ecuación 15 y se han representado gráficamente (ver anexo: Moreno, 2015).

Como se puede observar, las diferencias son significativas (hasta un 40 %) y aumentan al mejorar el reparto. De igual forma que con ATS, en los repartos poco favorables la limitación al adelantamiento se produce principalmente por la presencia de vehículos en el carril opuesto, por lo que una mayor restricción en las zonas de adelantamiento no produce efectos significativos. En cambio, en los repartos más favorables, la restricción en las zonas de adelantamiento es la principal causa de la reducción de las oportunidades de ade-

lantamiento y por tanto tiene una mayor diferencia respecto a la configuración base.

Por otro lado, las diferencias no se producen en todos los volúmenes de tráfico direccional, sino que a partir de un cierto valor son nulas. Este umbral depende del reparto, y se encuentra entre 400 y 1300 veh/h. Para flujos compensados, el umbral corresponde con un volumen de tráfico direccional igual a 800 veh/h. Por tanto, la forma funcional debe ser asintótica, y dicha asíntota debe depender del reparto.

Para modelizar la diferencia en PTSF se han probado distintas relaciones asintóticas. Los modelos de regresión no lineal se han ejecutado en R, siendo el óptimo el modelo de la Ecuación 19. La correlación entre las estimaciones y los resultados de la simulación es del 85 %.

$$PTSF_{zna} = \frac{-26.86 + 0.122 \cdot V_d + 0.573 \cdot P_{zna} - 0.025 \cdot V_o}{1 + \exp(0.0025 \cdot V_d - 0.0106 \cdot P_{zna} + 0.0037 \cdot V_o)} \quad (19)$$

Donde:

- $PTSF_{zna}$: coeficiente de ajuste de PTSF sobre la configuración base debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (%).
- V_d : volumen de tráfico direccional (veh/h).
- V_o : volumen de tráfico opuesto (veh/h).
- P_{zna} : porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (%).

Al contrario que con la velocidad media, las diferencias producidas por la restricción al adelantamiento son significativas,

por lo que se ha continuado el estudio para determinar si la longitud media de las zonas de adelantamiento produce también efectos sobre PTSF. Así, se ha comparado el modelo propuesto en la Ecuación 18 con los resultados de la simulación de las restantes configuraciones con 50 % de zona de adelantamiento no permitido (ver anexo Moreno et al, 2016a).

Como se puede observar, a pesar de contar con idéntico porcentaje de zona de adelantamiento no permitido, los distintos escenarios tienen grandes diferencias según sea la longitud media de las zonas de adelantamiento. No existen diferencias significativas entre las configuraciones con mayor longitud de zona de adelantamiento (2.500 y 5.000 m), y dichas diferencias comienzan a aumentar si la longitud media de las zonas de adelantamiento se reduce. En el caso de longitudes muy cortas (250 m), el aumento medio del PTSF es de hasta el 20 %, cercano a condiciones en las que el adelantamiento está totalmente restringido. Puntualmente, es superior al 35 %. Por tanto, se debería de considerar tanto el porcentaje de zona de adelantamiento no permitido como la longitud media de las zonas de adelantamiento para computar el efecto de la restricción al adelantamiento en PTSF.

Dada una longitud media de zona de adelantamiento, las diferencias se van reduciendo al aumentar el volumen direccional, hasta tender asintóticamente a cero. Para modelizar la diferencia en PTSF se han probado distintas relaciones asintóticas. Los modelos de regresión no lineal se han ejecutado en R, siendo el óptimo el modelo de la Ecuación 20. La correlación entre las estimaciones y los resultados de la simulación es del 63 %.

$$PTSF_{lza} = \frac{-39.79 + 0.0046 \cdot V_d + 0.0128 \cdot (5000 - L_{ZA}) + 0.0035 \cdot V_o}{1 + \exp(0.0016 \cdot V_d - 0.00036 \cdot (5000 - L_{ZA}) + 0.0043 \cdot V_o)} \quad (20)$$

Donde:

- $PTSF_{lza}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido a la longitud media de las zonas de adelantamiento.
- V_d : volumen de tráfico direccional (veh/h).
- V_o : volumen de tráfico opuesto (veh/h).
- L_{za} : longitud media de las zonas de adelantamiento (m).

De esta manera, el cálculo del porcentaje de tiempo en cola en función de una configuración base y las restricciones al adelantamiento se puede realizar con la Ecuación 21.

$$PTSF = PTSF_{base} + PTSF_{zna} + PTSF_{lza} \quad (21)$$

Donde:

- PTSF: porcentaje de tiempo en cola en un segmento de carretera convencional (%).
- $PTSF_{base}$: porcentaje de tiempo en cola en la configuración base (Ecuación 16) (%).
- $PTSF_{zna}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (Ecuación 19) (%).
- $PTSF_{lza}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido a la longitud media de las zonas de adelantamiento (Ecuación 20) (%).

4.4.- Modelos de impacto operacional de la geometría en planta y alzado

4.4.1.- Efecto del trazado

4.4.1.1.- Definición de escenarios

Tras el análisis de la configuración base y el efecto de la restricción al adelantamiento generado por su prohibición en algunas zonas, se busca analizar el efecto del trazado sobre la operación del tráfico, como en la metodología del HBS (Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen 2015). Esta metodología se aplica sobre segmentos con características uniformes en planta y alzado, luego los escenarios a implementar en TWOPAS se deberán clasificar según su curvatura y su trazado en alzado.

En lugar de implementar segmentos uniformes sintéticos, generados a partir de la velocidad de diseño y con las restricciones en curvatura y pendientes para ser catalogados dentro de cada una de las clases de trazado en planta y en alzado, se ha optado por introducir segmentos uniformes de carreteras convencionales existentes en España. Para ello se han seleccionado 9 carreteras convencionales existentes en España, con velocidad máxima permitida de 100 km/h, procedentes de la muestra de 25 carreteras convencionales españolas analizadas en el apartado 4.2. Sobre esta muestra de carreteras convencionales, se ha aplicado la metodología del HBS para clasificar el trazado en planta y en alzado, resultando 19 segmentos uniformes. Las características de los segmentos se encuentran recogidas en la Tabla 4.11.

Donde:

- L_u : longitud del segmento uniforme.
- CCR: índice de cambio de curvatura.
- L_v : longitud de la rampa más restrictiva del segmento uniforme.
- P: pendiente de la rampa más restrictiva del segmento uniforme.
- ZNA: porcentaje de zona de adelantamiento no permitido en el segmento uniforme.

No obstante, la geometría en planta y las zonas de adelantamiento no eran suficientes para aplicar la metodología del HBS. Por tanto, se realizó una caracterización de la geometría en alzado expresamente para esta investigación. El trazado en alzado (pendiente y longitud de las rampas y pendientes) se obtuvo a partir de datos de GPS de Wikiloc (wikiloc 2015). Esta red social proporciona de forma gratuita rutas en GPS que suben y comparten sus miembros. Así, para cada una de las 9 carreteras, se descargaron los datos de GPS de los miembros de Wikiloc, se identificaron los puntos de inicio y final de la carretera y segmentos uniformes y se caracterizaron las rampas, pendientes y acuerdos del trazado en alzado.

Dado que la clasificación del trazado en alzado depende de la velocidad máxima que puede alcanzar un vehículo pesado tipo en una rampa prolongada, y que las características del parque motor español difieren de las características del parque motor alemán, se comprobó si la clasificación del HBS era válida en las condiciones españolas.

Segmento uniforme		Trazado en planta			Trazado en alzado						Adelantamiento	
ID	Carretera	LU (m)	CCR (gon/km)	Clase	Sentido 1			Sentido 2			ZNA (%)	ZNA (%)
					LV (m)	P (%)	Clase	LV (m)	P (%)	Clase		
01_1	N-211	6,790	6	CCR1	485	2.3	G1	730	2.1	G1	14	14
01_2		4,075	74	CCR2	1,082	2.5	G1	370	2.2	G1	54	59
04_1	CV-35	1,560	60	CCR2	925	3.5	G2	NA	NA	G1	50	100
04_2		10,605	8	CCR1	1,240	3.5	G2	585	2.6	G1	57	60
06_1	C-5001	3,630	2	CCR1	410	3.0	G1	95	2.3	G1	39	38
06_2		3,170	39	CCR1	500	3.6	G1	200	2.3	G1	47	48
11_1	CV-800	6,830	351	CCR4	6,830	4.5	G3	NA	NA	G1	47	47
11_2		5,940	131	CCR3	5,985	4.5	G3	NA	NA	G1	33	44
11_3		3,830	254	CCR4	NA	NA	G1	3,830	4.5	G3	58	39
13_1	N-611	4,570	178	CCR4	4,570	3.2	G2	470	4.1	G1	57	68
13_2		2,950	73	CCR2	940	2.1	G1	935	6.0	G1	56	32
16_1	A-306	4,285	60	CCR2	750	1.2	G1	960	2.4	G1	48	47
18_1	N-240	7,895	45	CCR1	2,800	4.9	G3	395	4.0	G1	59	69
18_2		2,635	4	CCR1	435	2.5	G1	NA	NA	G1	54	23
19_1	A-132	5,530	31	CCR1	450	2.7	G1	1,340	1.0	G1	27	49
19_2		3,980	7	CCR1	3,980	1.9	G1	NA	NA	G1	65	43
20_1	NA-150	9,420	61	CCR2	935	2.6	G1	2,215	2.2	G1	53	46
20_2		3,945	21	CCR1	NA	NA	G1	3,945	0.4	G1	1	73
20_3		2,060	91	CCR2	1,170	4.5	G3	595	3.9	G1	100	0

Tabla 4.11.- Segmentos uniformes seleccionados para el análisis del efecto de la planta y el alzado.

Los resultados mostraron que las clases de trazado en alzado para las condiciones españolas son más restrictivas que en el HBS, ya que la relación peso-potencia es menor en el caso de España que en el de Alemania.

Así, se clasificaron los segmentos uniformes en función de la pendiente y longitud de la rampa más restrictiva en cada caso. Tras la clasificación de los segmentos uniformes, estos se implementaron en TWOPAS. Las

Longitud rampa (m)	Pendiente de la rampa (%)				
	< 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	> 5
< 300	1	1	1	1	1
< 450	1	1	1	1	2
< 600	1	1	1	2	2
< 750	1	1	1	2	3
< 1000	1	1	2	2	3
< 2000	1	1	2	2	3
> 2000	1	1	2	2	4

Tabla 4.12.- Clases de trazado en alzado para las condiciones españolas.

características del tráfico se variaron de la siguiente forma:

- 3 porcentajes de vehículos pesados (0, 10 y 20 %)
- 7 repartos (20/80; 30/70; 40/60; 50/50; 60/40; 70/30; 80/20)
- 16 intensidades de tráfico direccionales, entre 100 y 1.700 veh/h, con saltos entre 85 y 115 veh/h.

Para cada combinación de geometría y tráfico, se realizaron 15 repeticiones variando la semilla aleatoria y las características del conductor. En total, se realizaron 62.883 simulaciones en TWOPAS, obteniendo un total de 125.766 escenarios direccionales en 38 segmentos direccionales.

4.4.1.2.- Resultados y discusión

Debido al gran número de combinaciones entre la clase de trazado en planta y la clase de trazado en alzado, y a la diferencia en la muestra de cada combinación, se han agrupado las clases de trazado en alzado 2, 3 y 4 dentro de la clase de trazado en alzado 2, mientras que las clases de trazado en planta 3 y 4 se han agrupado en la clase de trazado en planta 3.

4.4.1.2.1.- ATS

El efecto del trazado en planta y alzado sobre ATS muestra (ver anexo: Moreno et al, 2016c) que la relación intensidad-velocidad tiene la misma forma funcional en todas las combinaciones de planta y alzado, siendo ligeramente cóncava. Las diferencias entre las distintas clases de trazado se producen por tanto en el nivel inicial de la velocidad en condiciones de flujo libre, ya que para todas las clases el descenso de la velocidad media al aumentar el nivel de tráfico es similar.

Por otro lado, se puede observar para cada combinación que existen unas franjas de comportamiento diferenciado, que se prolongan para todo el rango de volúmenes de tráfico. Estas franjas se deben al porcentaje de vehículos pesados, de tal forma que al aumentar el mismo se reduce ATS en la misma cantidad en todos los flujos de tráfico, respecto al escenario donde no existen vehículos pesados. Este factor es incluso más significativo que el reparto, a diferencia de los escenarios sintéticos.

Si se comparan las clases de trazado entre sí, se puede observar cómo la velocidad en flujo libre varía entre las clases. Dado un trazado en alzado, el aumento de la curvatura reduce ATS

Volumen Direccional (veh/h)	Clase de trazado en planta y alzado					
	G1_CCR1	G1_CCR2	G1_CCR3	G2_CCR1	G2_CCR2	G2_CCR3
< 200	-4	-7	-20	-6	-8	-27
200 - 400	-4	-7	-19	-6	-8	-25
400 - 600	-2	-6	-17	-4	-7	-24
600 - 800	-1	-5	-15	-3	-6	-22
> 800	0	-5	-14	-3	-4	-19

Tabla 4.13.- ATS: diferencia media entre la estimación del modelo propuesto y los resultados de la simulación.

desde 90 km/h en un trazado rectilíneo (CCR1) hasta 65 km/h en un trazado sinuoso (CCR3). Dicho descenso también se produce al aumentar la clase de trazado en alzado, dado un trazado en planta. Por ejemplo, con el trazado rectilíneo (CCR1), la velocidad en flujo libre para un trazado en alzado poco accidentado es de 90 km/h mientras que con un trazado más accidentado la velocidad se reduce a 80 km/h.

Igualmente, existe una gran dispersión en la velocidad para cada combinación de clases de trazado, que se debe a las propias características geométricas de cada carretera. Es más, algunas carreteras de clase 2 tienen mayor ATS que algunas carreteras de clase 1. Estos hechos parecen indicar que la clasificación del HBS no es la más adecuada, y que debería considerar otras variables, como las restricciones existentes al adelantamiento.

En este sentido, se han comparado los resultados de la simulación con las estimaciones de los modelos desarrollados en el apartado anterior. De esta forma, se puede comprobar si el

efecto de la curvatura en ATS se puede inferir a partir de las restricciones al adelantamiento. Para ello, se ha aplicado la Ecuación 18 sobre cada escenario simulado y se ha calculado la diferencia entre esta estimación del modelo y el resultado de ATS en la simulación. Posteriormente, se ha calculado la media de las diferencias dada una clase de trazado y grupo de volumen direccional. No se observaron diferencias significativas en función del reparto y el porcentaje de vehículos en cola. Las diferencias medias se encuentran en la Tabla 4.13.

Se puede observar que no se trata de una relación lineal con la curvatura y que se produce un punto de inflexión en torno a los 100 gon/km. Igualmente, la influencia del trazado en planta no es igual para todas las clases de trazado, con diferencias inferiores a 2 km/h entre la clase de alzado 1 y 2, para escenarios con poca curvatura, y con diferencias de hasta 7 km/h en los escenarios más sinuosos. Por tanto, no se incluye un modelo explícito para la estimación del efecto del trazado en ATS, sino que se proponen las diferencias medias de la Tabla 4.13.

Así, se propone emplear la Ecuación 22 para la estimación de ATS en un segmento de carretera convencional, considerando su trazado en planta y alzado.

$$ATS = ATS_{base} + ATS_{zna} + ATS_{CCR} \quad (22)$$

Donde:

- ATS: velocidad media de recorrido en un segmento de carretera convencional (km/h).
- ATS_{base} : velocidad media de recorrido en la configuración base (Ecuación 15) (km/h).
- ATS_{zna} : coeficiente de ajuste de ATS debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (Ecuación 17) (km/h).
- ATS_{CCR} : coeficiente de ajuste de ATS debido al trazado en planta y alzado (Tabla 4.13) (km/h).

4.4.1.2.2.- PTSF

El efecto del trazado sobre el PTSF muestra (ver anexo: Moreno et al., 2016c) que el reparto es más significativo para PTSF que el porcentaje de vehículos pesados y que los resultados presentan menor dispersión que en ATS. Se verifica que, al igual que en los trazados rectilíneos, existe un volumen de tráfico direccional a partir del cual las zonas de adelantamiento no son efectivas y el PTSF no varía significativamente. Dicho umbral depende del reparto.

Por otro lado, el PTSF disminuye en los trazados más sinuosos (CCR3), en comparación con los trazados más rectilíneos (CCR1, CCR2), para las mismas condiciones en alzado. Esta

disminución del PTSF, a priori contradice la hipótesis de que la calidad de la circulación empeora al aumentar la curvatura de la vía, ya que al aumentar la presencia de curvas se reduce la visibilidad disponible y, por tanto, las zonas de adelantamiento disponibles, de tal forma que los conductores disponen de menor número de ocasiones para adelantar, aumentando así el porcentaje del tiempo en cola. No obstante, los resultados muestran lo contrario. Esto se puede deber a que la mayor presencia de curvas también reduce la dispersión de velocidad entre los vehículos en distintas secciones del segmento, en comparación con un segmento recto, y por tanto se reduce la probabilidad de alcanzar otro vehículo y entrar en cola. En este caso, la velocidad está controlada por la geometría en lugar de ser seleccionada libremente por los conductores. Para verificar esta hipótesis, se deberán realizar análisis adicionales de la dispersión de la velocidad en determinadas secciones del segmento.

Al igual que en el caso anterior, la similitud de resultados entre las clases de trazado horizontal 1 y 2 parecen indicar que la clasificación del HBS para determinar la clase de trazado horizontal no es la más adecuada, y que se deberían considerar otros umbrales o quizá añadir otras variables, como es la restricción al adelantamiento.

Al igual que con ATS, se han comparado los resultados de la simulación con las estimaciones de los modelos desarrollados en los dos casos de estudio anteriores. Las diferencias medias para cada clase de trazado se muestran en la Tabla 4.14.

Para la clase de trazado 1, las diferencias son prácticamente nulas, mientras que para las restantes clases de trazado el

Volumen Direccional (veh/h)	Clase de trazado en planta y alzado					
	G1_CCR1	G1_CCR2	G1_CCR3	G2_CCR1	G2_CCR2	G2_CCR3
< 200	0	-2	-11	0	-8	-11
200 - 400	0	-4	-12	0	-11	-12
400 - 600	0	-5	-13	0	-13	-13
600 - 800	0	-5	-13	0	-12	-13
800 - 1000	0	-4	-9	0	-9	-9
1000 - 1200	0	-4	-6	0	-4	-6
> 1200	0	0	-6	0	-2	-6

Tabla 4.14.- PTSF: diferencia media entre la estimación del modelo propuesto y los resultados de la simulación.

aumento de la curvatura produce un descenso del PTSF de hasta el 13 %. Las diferencias dependen tanto del trazado en alzado como en planta. En caso de un alzado más accidentado (G2), las diferencias en PTSF según la curvatura son ligeras, inferiores al 3%. No obstante, para los trazados más llanos (G1), la diferencia entre las clases CCR2 y CCR3 es bastante significativa, con diferencias de hasta el 8%.

Las diferencias dependen también del volumen de tráfico direccional, y se maximizan para un volumen de tráfico entre 400 y 600 veh/h, donde la tasa de adelantamientos es máxima. Al contrario que con ATS, los factores de ajuste no se estabilizan a partir de 800 veh/h y comienzan a decrecer.

Se propone emplear la diferencia media obtenida en la Tabla 4.14, dado que estas dependen de la combinación de alzado y planta. Así, se propone emplear la Ecuación 23 para la esti-

mación de PTSF en un segmento de carretera convencional, considerando su trazado en planta y alzado.

$$PTSF = PTSF_{base} + PTSF_{zna} + PTSF_{lza} + PTSF_{CCR} \quad (23)$$

Donde:

- PTSF: porcentaje de tiempo en cola en un segmento de carretera convencional (%).
- $PTSF_{base}$: porcentaje de tiempo en cola en la configuración base (Ecuación 16) (%).
- $PTSF_{zna}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (Ecuación 19) (%).
- $PTSF_{lza}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido a la longitud media de las zonas de adelantamiento (Ecuación 20) (%).

- $PTSF_{CCR}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido al trazado en planta y alzado (Tabla 4.14) (%).

En base a los resultados, se podría producir una mejora en el nivel de servicio en una carretera de clase II si se aumenta su curvatura. Esta implicación puede ser engañosa, ya que una mayor presencia de curvas puede implicar una mayor incomodidad de circulación para el conductor. Además, es posible que los conductores puedan aceptar viajar a una menor velocidad en carreteras más sinuosas, donde el nivel de servicio puede ser C en condiciones de flujo libre. Por tanto, es posible que se deban considerar distintos umbrales para el nivel de servicio en función de la clase de trazado en planta y alzado.

5.- DISCUSIÓN

5.1.- Análisis de los criterios de diseño del trazado y la señalización

Tal como se destacó en el apartado de estado del arte, existen dos criterios aplicables en España. El primero de ellos se emplea en la fase de trazado, y no tiene repercusión directa en la determinación de las zonas de adelantamiento. El segundo se utiliza para la localización sobre la carretera de las zonas de adelantamiento, y es el que ha regulado la señalización de las carreteras en las que se obtuvieron los datos experimentales.

5.1.1.- Instrucción de Trazado 3.1 IC

Basándose en los resultados del modelo probabilista de distancias de visibilidad de adelantamiento (apartado 4.1.2.4), es posible determinar la probabilidad de no-cumplimiento del

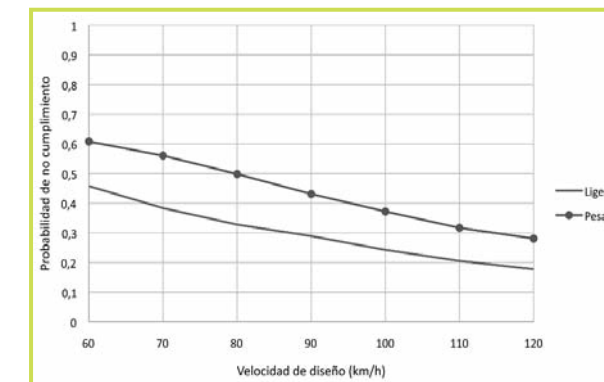


Figura 5.1.- Probabilidad de no-cumplimiento de la Instrucción 3.1 IC.

criterio de la Instrucción 3.1 IC. La probabilidad de no-cumplimiento es la probabilidad de que la demanda (o distancia de visibilidad necesaria por un conductor) supere a la oferta (o distancia de visibilidad disponible). La probabilidad de no-cumplimiento es la complementaria a la frecuencia acumulada representada en la formulación probabilística. Este análisis, derivado del análisis de estados límite en teoría de estructuras, se conoce como análisis de fiabilidad, y permite determinar los niveles de riesgo asociado a un determinado criterio de diseño.

Tal como se observa en la Figura 5.1, la probabilidad de que el criterio de la Instrucción 3.1 IC sea insuficiente decrece con la velocidad de diseño. Esto puede deberse a que la velocidad de diseño, definida por el elemento geométrico más restrictivo (una curva en planta o en alzado), estima la velocidad de ope-

ración por debajo de su valor real en rectas en las que se permite adelantar. Por otra parte, la probabilidad de no cumplimiento aumenta alrededor de un 15% cuando el vehículo adelantado es un pesado.

5.1.2.- Instrucción de Marcas Viales 8.2 IC

A partir de los resultados del modelo probabilista se han representado las probabilidades de no-cumplimiento de la Instrucción 8.2, para los casos de vehículo adelantado ligero y pesado, y para los casos de inicio y fin de la zona de adelantamiento (distancia de visibilidad en t_1 y en t_2 , respectivamente). En cada gráfica, se ha representado el criterio de la 8.2 IC para velocidades máximas permitidas iguales a V_d-10 , V_d y $V_d + 10$.

Según la aplicación de los modelos anteriormente descritos, basados en datos experimentales, todos los criterios de la Instrucción 8.2 IC presentan una menor probabilidad de no-cumplimiento en los niveles altos de velocidad. Esto es debido a que los adelantamientos suelen producirse (y así se han medido en este estudio) en rectas largas, en las que la velocidad, independientemente de la designada en la señalización, se acerca a los límites genéricos de carreteras convencionales (90 y 100 km/h) e incluso los supera.

Además, resulta significativo el elevado grado de incumplimiento del criterio de fin de prohibición de adelantamiento, al compararlo con el modelo de distancia de visibilidad de adelantamiento en el inicio de la maniobra. En este criterio, la probabilidad de no-cumplimiento se sitúa en el entorno del 70 al 100%, según el nivel de velocidad considerado. Este

hecho implica que estos criterios podrían llegar a ser peligrosos si los conductores los interpretaran tal como se aplican en la señalización. Sin embargo, la consecuencia más habitual será la observación de una frecuencia de maniobras de adelantamiento más baja que en zonas de adelantamiento que cuentan con mayor visibilidad.

Por otra parte, en zonas de adelantamiento rectas sin obstáculos intermedios a la visibilidad, lo habitual será disponer, desde el inicio de la zona, de una visibilidad igual a la longitud de la zona más la distancia de visibilidad al inicio de la prohibición, valor significativamente superior al de la Tabla 2.3 y que en consecuencia representa un valor de la probabilidad de no-cumplimiento mucho más reducido.

La mayor seguridad estará relacionada con una menor probabilidad de no-cumplimiento, por lo que el criterio de fin de prohibición de adelantamiento recogido en la Instrucción 8.2 IC se debería ampliar para reducir la probabilidad de fallo y ser además consistente con el criterio de longitud mínima de las zonas de adelantamiento.

5.2.- Análisis de las metodologías operacionales

Como se ha recogido en el estado del arte, no existe una metodología propia en España para el análisis operacional de las carreteras convencionales y la Instrucción de Trazado remite a la metodología del Manual de Capacidad de Estados Unidos (HCM 2010). Por tanto, la discusión se ha centrado en las diferencias principales entre la metodología del HCM y la metodología propuesta en la investigación.

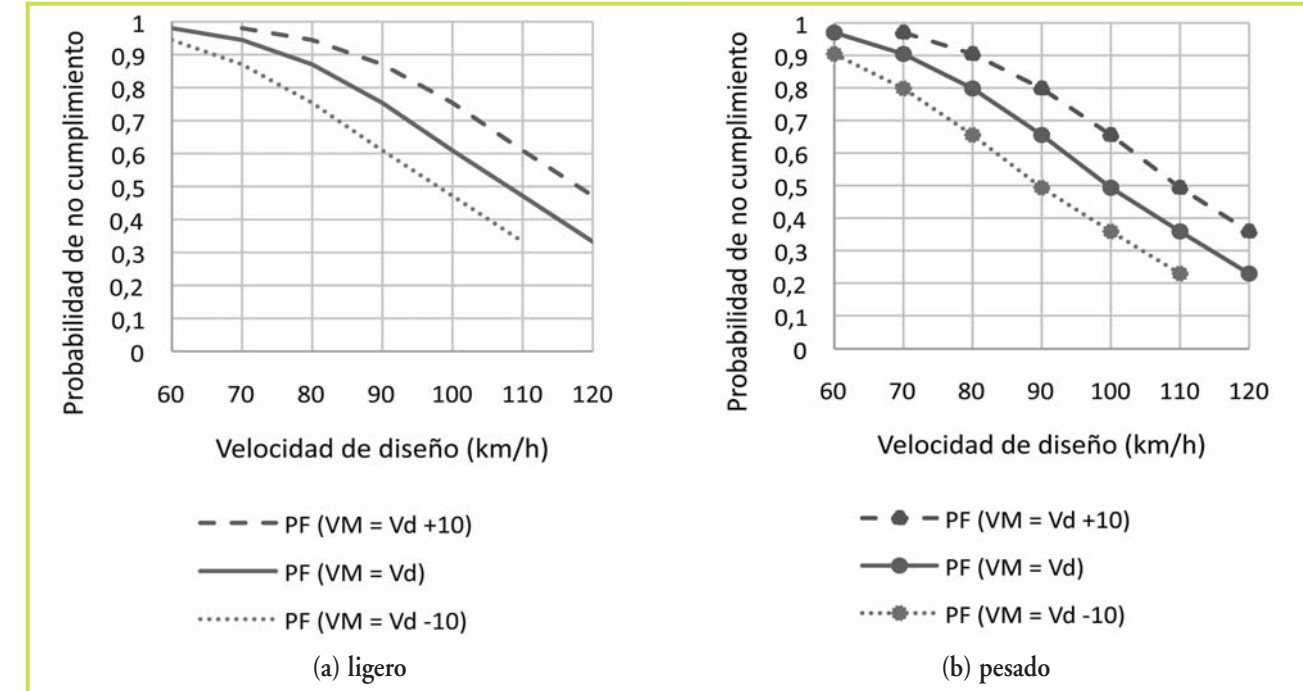


Figura 5.2.- Evaluación del criterio de inicio de prohibición de adelantamiento en la Instrucción 8.2 IC (vías existentes y vías de nuevo trazado).

La metodología del HCM se basa en la estimación de ATS y PTSF en las condiciones base y posteriormente se aplican coeficientes de ajuste en función de la restricción al adelantamiento. Se ha comprobado que la forma funcional de ATS y PTSF en condiciones base que propone el HCM es la que mejor se ajusta a los resultados de la simulación para las condiciones españolas. No obstante, se han calibrado los coeficientes

de los modelos para lograr un mejor ajuste a las condiciones locales. En el caso de ATS en condiciones base, se ha propuesto un coeficiente distinto para el volumen direccional y el volumen opuesto, y se ha añadido de forma explícita el porcentaje de vehículos pesados en la dirección de análisis. En el caso de PTSF en condiciones base, se ha propuesto una modelización de los coeficientes a, b en función del volumen opuesto, en

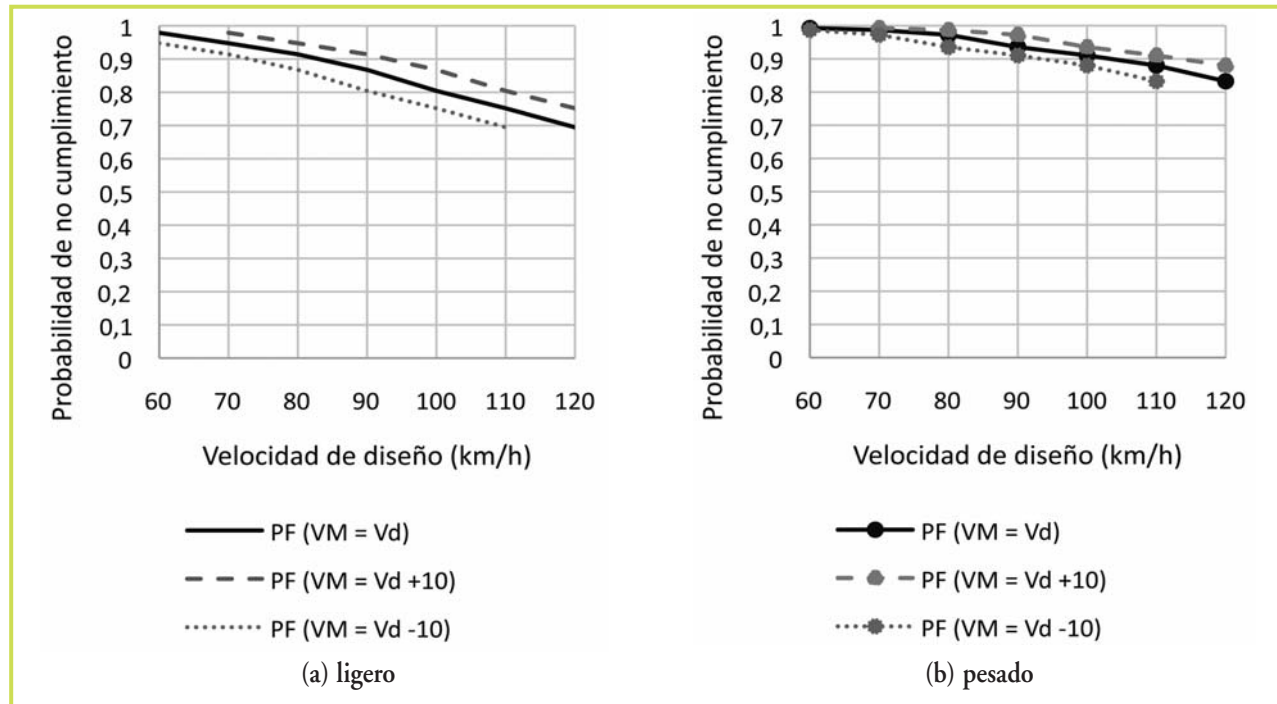


Figura 5.3.- Evaluación del criterio de fin de prohibición de adelantamiento en la Instrucción 8.2 IC (vías de nuevo trazado).

lugar de interpolar en tablas para su obtención. En cuanto a los coeficientes de ajuste de ATS y PTSF en función del porcentaje de zona de adelantamiento no permitido, se ha modelizado en cada caso el efecto, proponiendo una ecuación para su determinación. De esta manera, se ha eliminado la necesidad de interpolar en tablas para la obtención de los coeficientes de ajuste. Con las modificaciones propuestas para la obtención

de ATS y PTSF en condiciones base y según el porcentaje de adelantamiento no permitido, se ha simplificado la aplicación de la metodología, reduciendo la posibilidad de errores de interpretación y facilitando su aplicación.

Siguiendo la metodología del HCM, la restricción al adelantamiento considera únicamente el porcentaje de zonas de

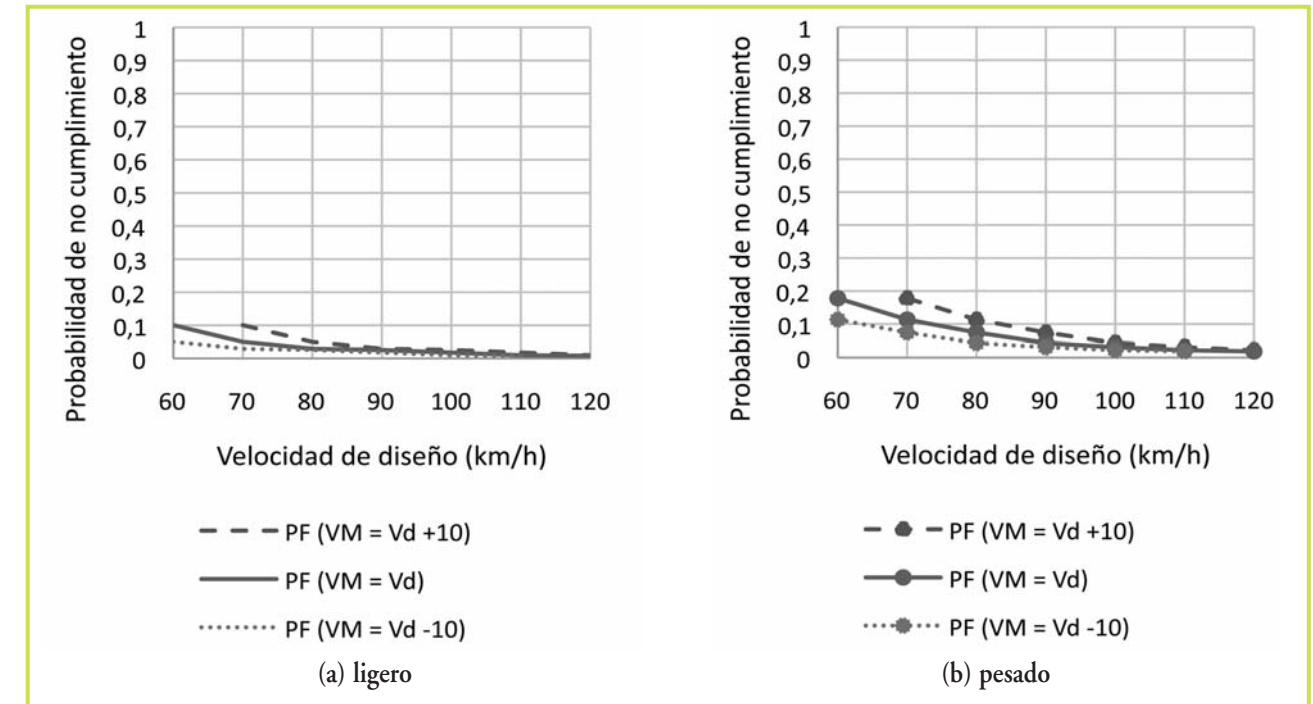


Figura 5.4.- Evaluación del criterio de distancia entre dos marcas viales continuas de la Instrucción 8.2 IC (vías de nuevo trazado).

adelantamiento no permitido. Esta característica puede dar lugar a que dos carreteras con posibilidades de adelantamiento muy diferentes tengan los mismos resultados operacionales. Por ejemplo, una carretera de 10 km de longitud y una única zona de adelantamiento de 5 km tendrá los mismos resultados siguiendo la metodología del HCM que una carretera de 10 km de longitud y 20 zonas de adelantamiento de 250 m

cada una. Como se ha demostrado en esta investigación, las zonas de adelantamiento muy cortas prácticamente no producen beneficios operacionales respecto a una total restricción al adelantamiento, luego es poco creíble que la metodología proporcione los mismos resultados para las dos carreteras del ejemplo que poseen igual porcentaje de zona de adelantamiento no permitido. Por tanto, se ha cuantificado el efecto

de la longitud media de las zonas de adelantamiento en la operación del tráfico y se ha añadido a la metodología propuesta.

Por otro lado, la metodología del HCM se debe aplicar en tramos de carretera homogéneos. Las fronteras entre tramos se establecen en las secciones en las que existe un cambio en el tipo de terreno (llano, ondulado, montañoso), en la sección transversal, en la clasificación de la carretera o en la demanda de tráfico. Estas fronteras no consideran cambios significativos en el trazado en planta. Dada la relación entre la velocidad de operación de una carretera convencional y su diseño geométrico, es de esperar que la velocidad media de recorrido se vea afectada por una mayor presencia de curvas. En esta investigación, se ha estimado el efecto combinado del trazado en planta y en alzado sobre la operación del tráfico y se han demostrado las diferencias significativas en la velocidad media de recorrido en función de la curvatura de la carretera. Por tanto, se ha añadido a la metodología propuesta un ajuste en función el trazado en planta y alzado.

Igualmente, la demanda de tráfico empleada en la metodología del HCM considera la transformación de vehículos pesados en vehículos ligeros equivalentes. Esta transformación se basa en aumentar el número de vehículos ligeros en la vía de tal forma que su impacto en la operación del tráfico sea igual al impacto que tendrían los vehículos pesados. Esta transformación está basada en el parque automotor de Estados Unidos, que difiere del español. Por tanto, en esta investigación se propone mantener el porcentaje de vehículos pesados, en lugar de su equivalencia a vehículos ligeros.

Como resumen, la metodología propuesta difiere del HCM en los siguientes aspectos:

- Eliminación de la transformación de vehículos pesados en vehículos ligeros equivalentes.
- Modelización de ATS en condiciones base considerando el porcentaje de vehículos pesados y distintos coeficientes para el volumen direccional y opuesto.
- Modelización de PTSF en condiciones base considerando explícitamente la relación entre los coeficientes a, b del modelo y el volumen opuesto. Sustitución de las tablas por ecuaciones.
- Modelización de los coeficientes de ajuste de ATS y PTSF en función del porcentaje de zona de adelantamiento no permitido. Sustitución de las tablas por ecuaciones.
- Inclusión del efecto de la longitud media de las zonas de adelantamiento.
- Inclusión del efecto combinado del trazado en planta y en alzado.

6.- PROPUESTAS

6.1.- Criterios de diseño del trazado y la señalización

Basándose en los resultados anteriores, este apartado presenta las bases metodológicas para la formulación de criterios de distancias de visibilidad de adelantamiento que se caracterizan por lo siguiente:

- Existe un único criterio tanto para el diseño como para la señalización. Actualmente, es posible conocer con bastante precisión la visibilidad disponible desde la fase de diseño de la carretera, por lo que desde este momento es importante conocer cuál es la distribución final de zonas de adelantamiento. La disposición exacta debería seguir verificándose *in situ*.
- Los criterios son homogéneos, en cuanto a la probabilidad de no cumplimiento, para cualquier nivel de velocidad. Por este motivo, deben basarse en las velocidades de operación (V85) de las zonas de adelantamiento donde sea previsible que se pueda facilitar el adelantamiento, que serán medidas previamente (revisión de la señalización de una carretera existente) o estimadas mediante modelos (diseño de una nueva carretera o revisión de la señalización existente).
- La longitud mínima de una zona es aquella que permite, al menos, el desarrollo de una maniobra completa. Es decir, esta longitud equivale a la distancia recorrida en el carril izquierdo durante el adelantamiento.
- La visibilidad necesaria para iniciar una zona de adelantamiento es la necesaria para llevar a cabo una maniobra completa, cuando el conductor que desea adelantar aún no ha invadido el carril contrario.
- La zona de adelantamiento finaliza cuando deja de disponerse una distancia de visibilidad que permite completar la maniobra, cuando el vehículo se sitúa en la posición crítica (o punto de no retorno). Aunque no se han obtenido datos suficientes, el reducido número de maniobras

abortadas indica que la posición crítica se encuentra antes de la posición en la que ambos vehículos se sitúan en paralelo, por lo que este punto se asume como el umbral más tardío de dicha posición.

- Entre el punto en el que deja de disponerse la visibilidad para iniciar la zona y el punto en el que finaliza la zona, es recomendable la instalación de marcas de preaviso. Estas marcas prohíben iniciar una maniobra.
- El vehículo adelantado que debe tenerse en cuenta (ligero o pesado) dependerá del porcentaje de vehículos pesados esperable en los tramos de carretera a diseñar o señalar.

Tal como se ha concluido en la investigación, los datos y modelos obtenidos proporcionan con gran fiabilidad los valores de distancia de visibilidad de adelantamiento para iniciar una zona de adelantamiento, así como las longitudes mínimas de las zonas. Los datos son insuficientes para establecer la ubicación de la posición crítica, por lo que esta se escoge como compromiso entre la seguridad y la funcionalidad. No obstante, en el punto donde comienza la prohibición de adelantamiento todavía se dispone de visibilidad para completar la maniobra desde la (supuesta) posición crítica, pero la invasión del carril contrario no está permitida por la regulación del tráfico y el conductor dispone, por tanto, de un margen de seguridad muy elevado.

De la aplicación de las características anteriormente enumeradas se elabora la siguiente propuesta de criterio de distancia de visibilidad de adelantamiento. En ella, se ha garantizado un valor de la probabilidad de cumplimiento igual al 85%

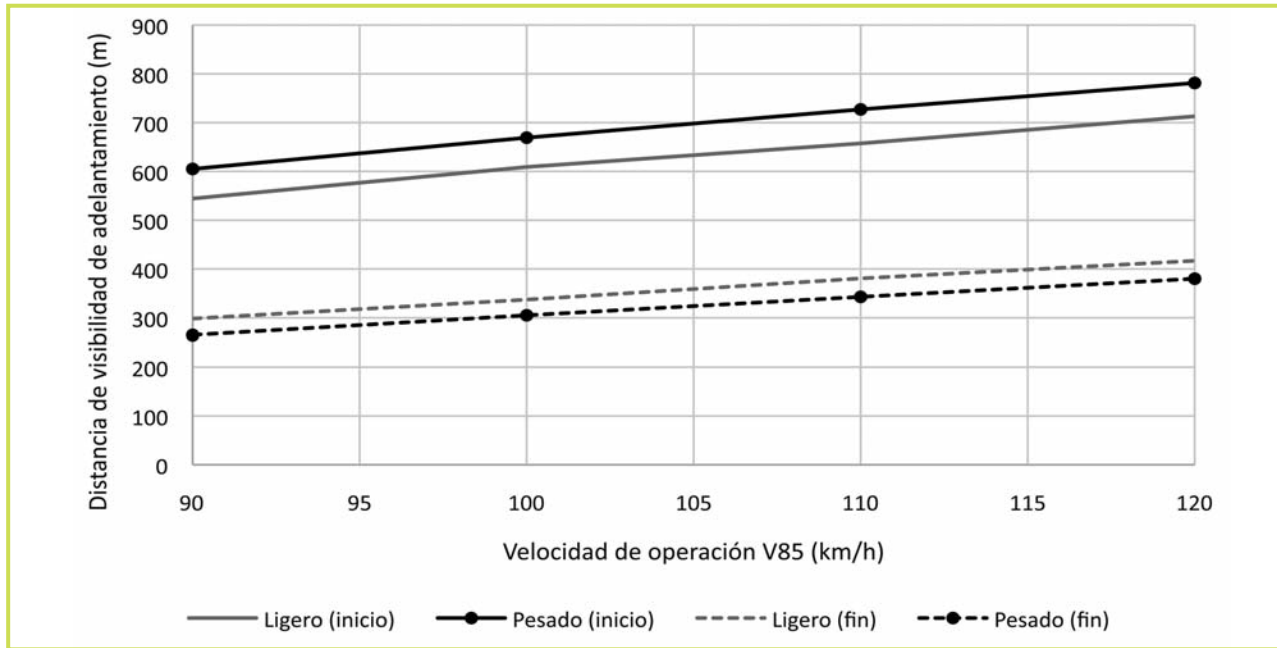


Figura 6.1.- Criterio de distancia de visibilidad al inicio y al final de la zona de adelantamiento.

que es habitual en el diseño geométrico. La Figura 6.1 muestra el criterio de distancia de visibilidad de adelantamiento en función de la velocidad de operación observada o estimada en la zona de adelantamiento.

La distancia total (o criterio de inicio de zona) es mayor en el caso de vehículos pesados, sin embargo, la distancia desde la posición en paralelo (o criterio de finalización de zona) es mayor para vehículos ligeros. Esto se debe a la mayor velocidad

alcanzada al llegar a la posición en paralelo. Se proponen valores para el rango observado en la investigación de velocidades de operación (V85) en las zonas de adelantamiento, aunque su extrapolación para valores algo menores sería posible al observarse una evolución bastante lineal. La Figura 6.2 define los criterios de longitud mínima de la zona de adelantamiento.

Estos valores se recogen, igualmente, en la Tabla 6.1 y en la Tabla 6.2, con la propuesta de extrapolación para velocidad

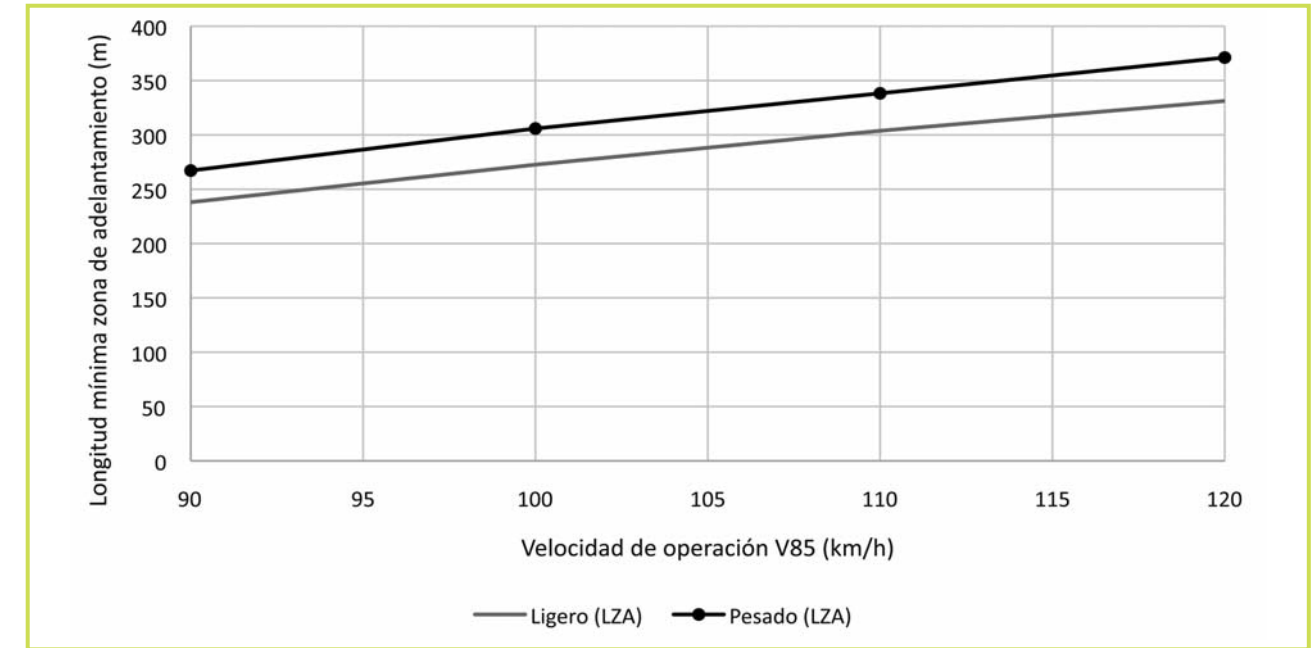


Figura 6.2.- Criterio de longitud mínima de la zona de adelantamiento.

V85 (km/h)	Distancia de visibilidad de adelantamiento mínima (m)			
	Ligero (inicio)	Pesado (inicio)	Ligero (fin)	Pesado (fin)
80	491	550	260	228
90	544	605	298	265
100	609	669	337	305
110	657	727	381	343
120	713	781	417	380

Tabla 6.1.- Criterio de distancia de visibilidad para iniciar y terminar la zona de adelantamiento.

V85 (km/h)	Longitud mínima de la zona de adelantamiento (m)	
	Ligero	Pesado
80	210	234
90	238	267
100	273	306
110	304	338
120	331	371

Tabla 6.2.- Criterio de longitud mínima de la zona de adelantamiento.

de operación de 80 km/h. En la mayoría de las zonas de adelantamiento, con un trazado propicio para garantizar la visibilidad necesaria, se alcanzan velocidades de operación no inferiores a 80 km/h.

6.2.- Metodología de análisis operacional de carreteras convencionales en España

A partir de los resultados de los casos de estudio, se ha desarrollado una metodología para el análisis de la operación del tráfico en carreteras convencionales en España. Esta metodología considera tanto el efecto de la restricción al adelantamiento como el efecto del trazado de la carretera. La metodología se resume en el diagrama de flujo de la Figura 6.3.

Esta metodología es aplicable en carreteras convencionales con las siguientes características, que se corresponden con los parámetros de la investigación realizada:

- Anchura de carril igual o superior a 3,5 m.
- Anchura de arcén igual o superior a 1 m.
- Velocidad de diseño de 100 km/h.
- Sin restricciones al tráfico (por ejemplo: intersecciones semaforizadas, vehículos girando).
- Condiciones meteorológicas favorables.
- Pavimento en buen estado.

En caso de que las condiciones de vía difieran sustancialmente de las anteriores, se deberán hacer análisis específicos mediante microsimulación de tráfico para determinar la calidad de la operación del tráfico.

6.2.1.- Tramificación y clasificación de segmentos uniformes

En primer lugar, se determinan los segmentos con características geométricas uniformes de la carretera convencional, tanto en su trazado en planta como su trazado en alzado.

La clase de trazado en planta se determina en función de la tasa de cambio de curvatura de la carretera. A partir del estado de alineaciones, se representa gráficamente la longitud acumulada frente al valor absoluto de los ángulos de deflexión acumulados. La determinación de los segmentos uniformes se realiza gráficamente, dividiendo en zonas donde la pendiente de la gráfica es aproximadamente constante. Se deberá considerar que la longitud mínima de cada segmento uniforme es de 1,000 m. Una vez hallados los extremos de cada segmento uniforme, se calcula el CCR del segmento a través de su pendiente. El valor obtenido se compara con los

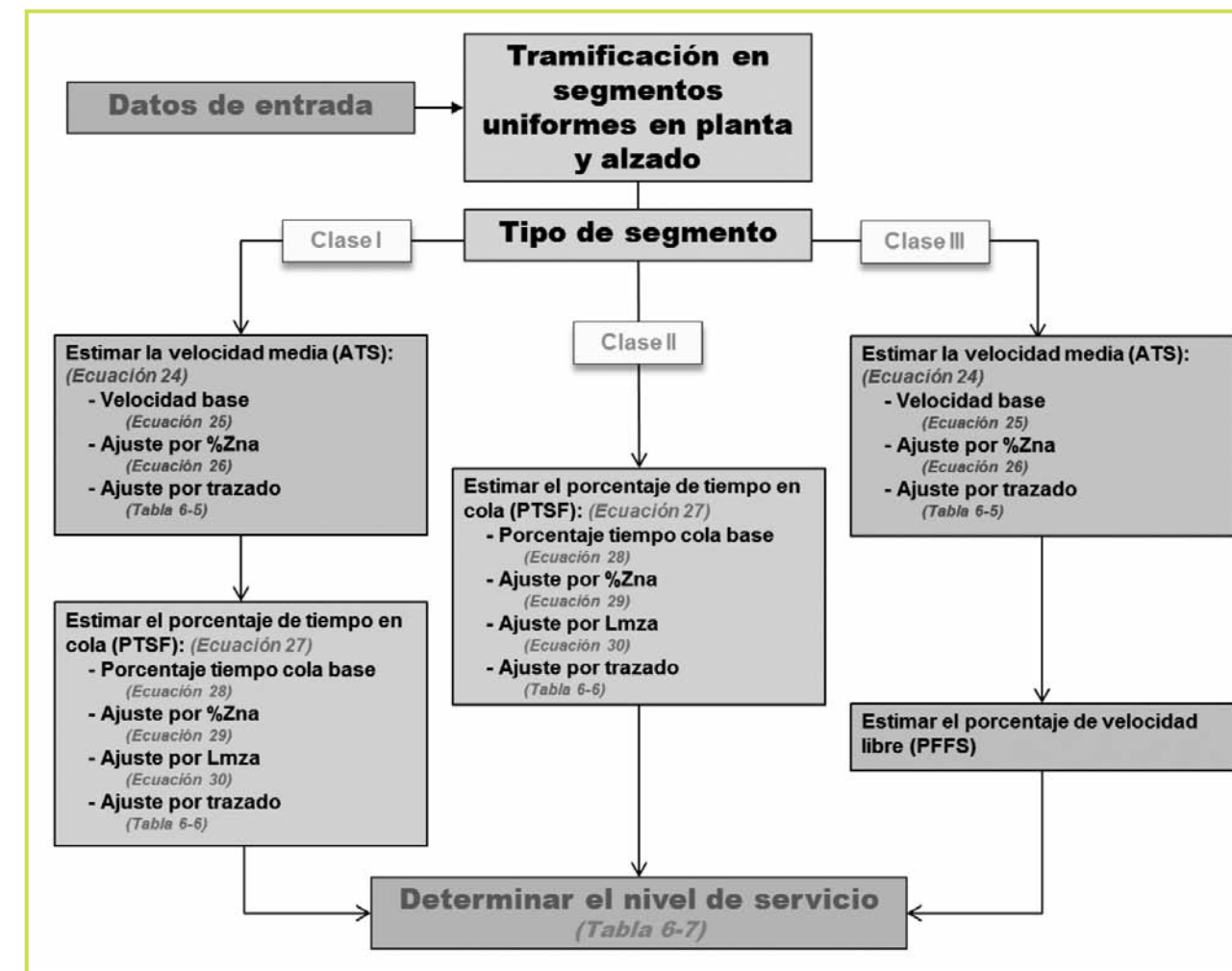


Figura 6.3.- Diagrama de flujo de la metodología propuesta.

Clase de trazado en planta	CCR1	CCR2	CCR3
CCR (gon/km)	0 - 50	50 - 100	> 100

Tabla 6.3.- Determinación de la clase de trazado en planta.

umbrales de la Tabla 6.3 para determinar la clase de trazado en planta.

A continuación, se clasifica el trazado en alzado. Para ello, se identifica la rampa más restrictiva del segmento uniforme con el estado de rasantes. Su pendiente y longitud se comparan con los umbrales de la Tabla 6.4 para determinar la clase de trazado en alzado. Aquellos segmentos en los que únicamente existan pendientes negativas se clasifican automáticamente como clase de alzado 1.

Longitud rampa (m)	Pendiente de la rampa (%)			
	< 3	3 - 4	4 - 5	> 5
< 300	G1	G1	G1	G1
< 450	G1	G1	G1	G2
< 600	G1	G1	G2	G2
< 750	G1	G1	G2	G2
< 1000	G1	G2	G2	G2
< 2000	G1	G2	G2	G2
> 2000	G1	G2	G2	G2

Tabla 6.4.- Determinación de la clase de trazado en alzado.

6.2.2.- Determinación del tipo de segmento

Dada la clase de trazado en planta y en alzado de cada segmento uniforme, es posible distinguir su tipo para determinar cuáles son las medidas de desempeño a calcular en cada caso. La clasificación funcional se corresponde con la indicada en el HCM, pero con la ayuda del tipo de trazado para identificarla:

- Segmento tipo I: segmento uniforme en el que los conductores esperan viajar a velocidades elevadas. Corresponde con los segmentos de clase de trazado en planta CCR1 y trazado en alzado G1.
- Segmento tipo II: segmentos en los cuales los conductores no necesariamente esperan viajar con velocidades elevadas. Corresponde con los segmentos cuya clase de trazado en planta es CCR2 ó CCR3 o su clase de trazado en alzado es G2.
- Segmento tipo III: segmentos que discurren por zonas moderadamente urbanizadas o forman parte de las travessías urbanas.

Las medidas de desempeño que determinan el nivel de servicio dependen del tipo de segmento, siendo:

- Velocidad media de recorrido (ATS): longitud del segmento de carretera convencional dividida entre el tiempo medio de recorrido.
- Porcentaje de tiempo en cola (PTSF): porcentaje medio del tiempo que los vehículos deben viajar en cola detrás de vehículos más lentos por la imposibilidad de adelantarlos.

- Porcentaje de velocidad libre (PFFS): cociente entre la velocidad media y la velocidad en flujo libre.

En los segmentos de clase I, será necesario la estimación de la velocidad media y el porcentaje de tiempo en cola, ya que se prima la movilidad. En los segmentos de clase II sólo se utiliza el porcentaje de tiempo en cola. Finalmente, en los segmentos de clase III se calcula el porcentaje de velocidad libre en base a la velocidad media y la velocidad en flujo libre.

6.2.3.- Estimación de la velocidad media

La velocidad media se estima a partir de la configuración base y se ajusta según el efecto de la restricción al adelantamiento y el efecto del trazado. La restricción al adelantamiento únicamente incluye el porcentaje de zona de adelantamiento no permitido.

Para ello, se utiliza la Ecuación 24.

$$ATS = ATS_{base} + ATS_{zna} + ATS_{CCR+G} \quad (24)$$

$$ATS_{base} = FFS - 0.01504 \cdot V_d - 0.0064 \cdot V_o - 0.0522 \cdot HV_d \quad (25)$$

$$ATS_{zna} = 2.06 - 0.017 \cdot V_d - 0.064 \cdot P_{zna} + 0.027 \cdot HV_d + 2.92 \cdot 10^{-5} \cdot V_d^2 - 1.45 \cdot 10^{-8} \cdot V_d^3 + 5.43 \cdot 10^{-5} \cdot P_{zna} \cdot V_o \quad (26)$$

Donde:

- ATS: velocidad media de recorrido en un segmento de carretera convencional (km/h).
- ATS_{base} : velocidad media de recorrido en la configuración base (km/h).

- ATS_{zna} : coeficiente de ajuste de ATS debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (km/h).
- ATS_{CCR+G} : coeficiente de ajuste de ATS debido al trazado en planta y alzado - Tabla 6.5 (km/h).
- FFS: velocidad en flujo libre (km/h). En este caso, la velocidad en flujo libre es igual 89,52 km/h.
- V_d : volumen de tráfico direccional (veh/h).
- V_o : volumen de tráfico opuesto (veh/h).
- HV_d : porcentaje de vehículos pesados (%).
- P_{zna} : porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (%).

6.2.4.- Estimación del porcentaje de tiempo en cola

En los segmentos tipo I y II se calcula el porcentaje de tiempo en cola (PTSF), estimado a partir de la configuración base y ajustado según el efecto de la restricción al adelantamiento y el trazado. La restricción al adelantamiento considera tanto el porcentaje de zona de adelantamiento no permitido como la longitud media de las zonas de adelantamiento. Posteriormente, se ajusta el porcentaje de tiempo en cola según el trazado en planta y alzado. Para la estimación de PTSF se utiliza la Ecuación 27.

$$PTSF = PTSF_{base} + PTSF_{zna} + PTSF_{lza} + PTSF_{CCR+G} \quad (27)$$

$$PTSF_{base} = 100 \cdot (1 - \exp(a \cdot V_d^b)) \quad (28)$$

$$a = -2.12 \cdot 10^{-3} - 3.48 \cdot 10^{-5} \cdot V_o + 6.15 \cdot 10^{-4} \cdot \ln(V_o)$$

$$b = 1.33 - 2.23 \cdot 10^{-5} \cdot V_o - 0.1 \cdot \ln(V_o)$$

$$PTSF_{zna} = \frac{-26.86 + 0.122 \cdot V_d + 0.573 \cdot P_{zna} - 0.025 \cdot V_o}{1 + \exp(0.0025 \cdot V_d - 0.0106 \cdot P_{zna} + 0.0037 \cdot V_o)} \quad (29)$$

Volumen Direccional (veh/h)	Clase de trazado en planta y alzado					
	G1_CCR1	G1_CCR2	G1_CCR3	G2_CCR1	G2_CCR2	G2_CCR3
< 200	-4	-7	-20	-6	-8	-27
200 - 400	-4	-7	-19	-6	-8	-25
400 - 600	-2	-6	-17	-4	-7	-24
600 - 800	-1	-5	-15	-3	-6	-22
> 800	0	-5	-14	-3	-4	-19

Tabla 6.5.- Coeficiente de ajuste de ATS debido al trazado en planta y alzado (ATS_{CCR+G}).

$$PTSF_{lza} = \frac{-39.79 + 0.0046 \cdot V_d + 0.0128 \cdot (5000 - L_{ZA}) + 0.0035 \cdot V_o}{1 + \exp(0.0016 \cdot V_d - 0.00036 \cdot (5000 - L_{ZA}) + 0.0043 \cdot V_o)} \quad (30)$$

Donde:

- $PTSF$: porcentaje de tiempo en cola en un segmento de carretera convencional (%).
- $PTSF_{base}$: porcentaje de tiempo en cola en la configuración base (%).
- $PTSF_{zna}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido al porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (%).
- $PTSF_{lza}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido a la longitud media de las zonas de adelantamiento (%).
- $PTSF_{CCR+G}$: coeficiente de ajuste de PTSF debido al trazado en planta y alzado - Tabla 6.6 (%).
- V_d : volumen de tráfico direccional (veh/h).
- V_o : volumen de tráfico opuesto (veh/h).

- P_{zna} : porcentaje de zona de adelantamiento no permitido (%).
- L_{ZA} : longitud media de las zonas de adelantamiento (m).

6.2.5.- Estimación del porcentaje de velocidad libre

El porcentaje de velocidad libre se obtiene como el cociente entre la velocidad media de recorrido (ATS) y la velocidad en flujo libre (FFS). La velocidad en flujo libre se define como la velocidad media de los vehículos que circulan sin restricciones debidas a la interferencia de otros vehículos, únicamente por los condicionantes geométricos, meteorológicos y de accesos. La velocidad en flujo libre se determina a partir de la distribución de velocidad de los vehículos que circulan con un intervalo superior a 3 segundos. Si no fuera posible tomar datos, a modo indicativo, se puede tomar la velocidad FFS, igual a 89,52 km/h.

Volumen Direccional (veh/h)	Clase de trazado en planta y alzado					
	G1_CCR1	G1_CCR2	G1_CCR3	G2_CCR1	G2_CCR2	G2_CCR3
< 200	0	-2	-11	0	-8	-11
200 - 400	0	-4	-12	0	-11	-12
400 - 600	0	-5	-13	0	-13	-13
600 - 800	0	-5	-13	0	-12	-13
800 - 1000	0	-4	-9	0	-9	-9
1000 - 1200	0	-4	-6	0	-4	-6
> 1200	0	0	-6	0	-2	-6

Tabla 6.6.- Coeficiente de ajuste de PTSF debido al trazado en planta y alzado ($PTSF_{CCR+G}$).

Nivel de servicio	Clase I		Clase II	Clase III
	ATS (km/h)	PTSF (%)	PTSF (%)	PFFS (%)
A	> 88,5	≤ 35	≤ 40	> 91,7
B	80,5 - 88,5	35-50	40-55	83,3 - 91,7
C	72,4 - 80,5	50-65	55-70	75,0 - 83,3
D	64,4 - 72,4	65-80	70-85	66,7 - 75,0
E	≤ 64,4	> 80	> 85	≤ 66,7
F	Excede la capacidad			

Tabla 6.7.- Criterios para la determinación del nivel de servicio.

6.2.6.- Determinación del nivel de servicio

Tras la determinación de la medida o medidas de desempeño de cada tipo de segmento, se compara su valor con los límites de la Tabla 6.7. A falta de un estudio propio que indique cuáles son los umbrales que se corresponden con la descripción cualitativa del nivel de servicio, se consideran los mismos umbrales que en el HCM, para todas las clases de trazado.

El análisis de la operación del tráfico es direccional, luego se deberá realizar para cada sentido de circulación.

7.- CONCLUSIONES

7.1.- Diseño y seguridad de zonas de adelantamiento

En la investigación se ha caracterizado la trayectoria del vehículo adelantante con base en las múltiples observaciones realizadas. Entre los modelos estudiados, el mejor que se ajustó a los datos observados es el de aceleración constante durante toda la maniobra. A partir de este modelo, se ha calculado la distancia de visibilidad necesaria, asumiendo la presencia de un vehículo en sentido opuesto.

A diferencia de los modelos tradicionales deterministas, en los que se basan la gran mayoría de criterios de diseño y señalización de zonas de adelantamiento, se ha formulado el modelo de forma probabilística. Es decir, los resultados del modelo no son valores concretos de los parámetros geométricos necesarios, sino que se proporcionan distribuciones de frecuencia de los mismos. Es decir, para cada valor de distancia de visibilidad disponible existe una probabilidad de no-cumplimiento asociada, que es la probabilidad de que dicha distancia no sea suficiente para llevar a cabo un adelantamiento. Esta formulación tiene en cuenta la diversidad de la población de conductores y vehículos, puesto que no todos ellos precisarían de la misma distancia para realizar la maniobra.

Empleando este planteamiento se evaluaron los criterios contenidos en las Instrucciones 3.1. IC (Trazado) y 8.2. IC (Marcas Viales). El planteamiento seguido es muy similar a la teoría de estados límite empleada en cálculo estructural. De esta evaluación se dedujo:

- Los criterios existentes eran más seguros para valores altos de las velocidades de diseño (o máximas permitidas). Esto se debe a que las maniobras de adelantamiento suelen tener lugar en rectas. En carreteras con bajas velocidades de diseño y bajas velocidades máximas permitidas, estas velocidades subestiman la velocidad de operación real.
- Algunos de los parámetros propuestos por la Instrucción 8.2 IC, especialmente el valor de la distancia de visibilidad de adelantamiento necesaria para iniciar una zona de adelantamiento, presentaron probabilidades de no-cumplimiento muy elevadas. Este hecho podría provocar situaciones peligrosas, si los conductores interpretaran la señalización de forma estricta y decidieran adelantar en esas situaciones.
- Los valores de distancia de visibilidad de adelantamiento para finalizar la zona se sitúan en valores de probabilidad de no-cumplimiento más reducidos, siendo el criterio de longitud mínima para vías de nuevo trazado bastante conservador.

Tras la evaluación de los criterios existentes, se formuló un nuevo criterio basado en la velocidad de operación en cada zona de adelantamiento, que es más representativa, y garantizando un valor constante de la probabilidad de no-cumplimiento para cualquier nivel de velocidad (15%). Las principales conclusiones de los nuevos criterios propuestos son:

- La distancia de visibilidad necesaria, aun teniendo en cuenta que está referida a otra variable (velocidad de operación), supone un aumento de entre el 20 y el 40%

de los propuestos en la Instrucción 8.2 IC para vías de nuevo trazado. Estas diferencias son mayores para el caso de aplicar los valores correspondientes a vías existentes en la Instrucción 8.2 IC.

- Los valores de la longitud mínima de la zona de adelantamiento permitirían una reducción cercana al 20% respecto de los aplicables a vías de nuevo trazado, o requerirían un aumento cercano al 40% respecto a los de vías existentes.
- No se ha encontrado ninguna justificación empírica para la existencia de dos criterios distintos, uno para el trazado y otro para la señalización, por lo que se recomienda su unificación total; la nueva Instrucción de Trazado 3.1 IC (2016), independientemente del cambio de valores propuesto fruto de esta investigación, se ha aproximado a los valores existentes en la Instrucción 8.2 IC.

El estudio de la relación entre el trazado y la presencia de zonas de adelantamiento aportó que:

- Existe una correlación entre la longitud media de las zonas de adelantamiento y la tasa de cambio de curvatura (CCR) del segmento de carretera en el que se encuentra.
- Existe una correlación entre el porcentaje de zonas con adelantamiento permitido en el segmento y la tasa de cambio de curvatura.

Esto permite en la fase planeamiento o de diseño, estimar la longitud media de las zonas de adelantamiento y el

porcentaje a lo largo del desarrollo. De esta forma, antes de perfeccionar el trazado, se podrá disponer de estimadores válidos que representen globalmente las zonas de adelantamiento y así adelantar el análisis de funcionalidad del tráfico, pudiendo retroalimentar el proceso de diseño geométrico de forma sencilla desde el análisis funcional. Precisamente, estas tres variables (longitud de zona de adelantamiento, tasa de cambio de curvatura y porcentaje de zonas con adelantamiento permitido) son, además de las características del tráfico, los parámetros fundamentales del análisis de la funcionalidad desarrollado, cuyas conclusiones se detallan a continuación.

El trabajo realizado pone de manifiesto algunas inconsistencias entre los criterios técnicos y las observaciones experimentales, dando solución a las mismas a través de modelos, criterios y valores que garantizan un nivel de seguridad alto y consistente a lo largo del segmento de carretera.

7.2.- Funcionalidad del tráfico

Las conclusiones en cuanto a la configuración base, es decir, sin restricción al adelantamiento, son:

- El reparto tiene un efecto muy significativo en la funcionalidad del tráfico, por lo que el análisis deberá ser direccional, contando tanto con el volumen de tráfico direccional como con el reparto.
- La velocidad media (ATS) depende del volumen de tráfico direccional, el volumen opuesto y el porcentaje de vehículos pesados. La relación intensidad-velocidad

es lineal, si bien los coeficientes para el volumen de tráfico direccional y opuesto difieren. En el caso de los vehículos pesados, al aumentar su presencia se reduce la velocidad media.

- El porcentaje de tiempo en cola (PTSF) depende del volumen de tráfico direccional y el volumen opuesto, siguiendo una relación exponencial. Los coeficientes de la función exponencial se han modelizado explícitamente dentro del modelo.

Las conclusiones en cuanto a la restricción al adelantamiento son:

- Las diferencias entre la configuración base y las restantes se minimizan en los escenarios de tráfico donde la restricción proviene del tráfico en lugar de la prohibición del adelantamiento, como repartos poco favorables (inferiores a 30/70) o volumen de tráfico direccional elevado (superior a 800 veh/h con flujo compensado). El efecto de la restricción al adelantamiento es máximo para volumen de tráfico direccional entre 300 y 500 veh/h, en función del reparto y la medida de desempeño. Este máximo se produce en los escenarios de tráfico que maximizan el número de adelantamientos.
- La restricción al adelantamiento produce una reducción en la velocidad media. Esta es una función cúbica del volumen de tráfico direccional, en la que también influyen el volumen opuesto, el porcentaje de vehículos pesados y el porcentaje de zona de adelantamiento no permitido. No obstante, las diferencias medias están

entre 2 y 6 km/h, por lo que la restricción al adelantamiento en tramos rectilíneos no produce grandes diferencias en la velocidad.

- La restricción al adelantamiento produce variaciones significativas en el porcentaje de tiempo en cola, con aumentos de hasta el 40 % en volúmenes de tráfico direccional bajo. La variación es una función inversa del volumen de tráfico direccional, volumen opuesto y porcentaje de zona de adelantamiento no permitido.
- La funcionalidad del tráfico disminuye al reducirse la longitud media de las zonas de adelantamiento, dado un porcentaje de zona de adelantamiento no permitido. Las zonas más cortas (sobre 250 m) prácticamente producen los mismos resultados que la total restricción al adelantamiento, mientras que las configuraciones con longitud media inferior a 1,000 m producen una penalización significativa de la funcionalidad en comparación con zonas más largas. Aumentar la longitud de las zonas de adelantamiento por encima de 2,000 m no produce una mejora operacional.

Las conclusiones en cuanto al efecto del trazado en planta y en alzado son:

- El efecto del trazado en planta y en alzado es significativo en la velocidad media en trazados con sinuosidad elevada ($CCR > 100$ gon/km), donde se reduce ATS en hasta 30 km/h. En trazado con menor sinuosidad, la estimación a partir de la configuración base y las restricciones al adelantamiento proporciona resultados similares a

los de la simulación. La combinación de los trazados más restrictivos en planta y en alzado maximiza la reducción en la velocidad media.

- El trazado en planta y en alzado modifica el porcentaje de tiempo en cola, de forma que PTSF es inferior en los trazados más sinuosos. Este hecho se puede deber a que se reduce la dispersión en la distribución de velocidades deseadas, y por tanto se reduce la posibilidad de alcanzar otros vehículos en comparación con un trazado rectilíneo, reduciendo así también el porcentaje del tiempo en que se encuentra en una cola, con deseo de adelantar. Las diferencias medias entre el modelo propuesto a partir de la configuración base y las restricciones al adelantamiento proporciona resultados medios similares a los de la simulación en trazados poco restrictivos. No obstante, al mejorar el trazado las diferencias son de hasta 13 %.
- Los umbrales de la metodología del HBS alemán para la determinación de las clases de trazado en planta homogéneas parecen no ser los más adecuados, ya que se producen condiciones operacionales similares en los trazados de la clase 1 y 2. Por tanto, se ha propuesto fruto de la investigación otra posible clasificación variando el valor de los umbrales.
- Los umbrales de la metodología del HCM para la determinación del nivel de servicio parecen no ser adecuados para todas las clases de trazado. En carreteras de clase II, es posible una mejora en el nivel de servicio al aumentar la curvatura en base al PTSF, pero se produciría un aumento de la incomodidad del conductor.

Las conclusiones en cuanto a la metodología propuesta son:

- La forma funcional de ATS y PTSF propuesta en el HCM es la que mejor se adapta a los resultados de la simulación y se han calibrado los parámetros a las condiciones locales en España.
- Con la modelización propuesta, el cálculo de PTSF en condiciones base y de los coeficientes de ajuste de ATS y PTSF según el porcentaje de zona de adelantamiento no permitido no requiere interpolación entre tablas y se realiza mediante ecuaciones explícitas. De esta manera, se facilita la aplicación de la metodología.
- La metodología incluye el efecto de la longitud media de las zonas de adelantamiento y el efecto del trazado en la operación del tráfico, que hasta el momento no eran considerados por el HCM.

Las conclusiones de la investigación operacional están limitadas al alcance de la misma, luego son aplicables en carreteras españolas, con velocidad límite de 100 km/h, en condiciones meteorológicas ideales y con pavimento en buen estado. No se han incluido configuraciones especiales como segmentos de carreteras 2+1 o calzadas semiseparadas (1+1).

7.3.- Recomendaciones globales

Teniendo en cuenta que las carreteras convencionales concentran un 80% de los muertos en accidente de tráfico en España, la maniobra de adelantamiento es una de las más peligrosas que tienen lugar en ellas. Por ello, existe una tendencia en la última década a restringir o limitar las zonas de adelantamiento, faci-

litando carriles de adelantamiento que evitan la necesidad de invadir el carril de sentido contrario, reduciendo así la peligrosidad de estas carreteras sin penalizar en exceso la funcionalidad. Aquí radica el dilema a la hora de diseñar y explotar este tipo de vías: para que sean más seguras habría que restringir el adelantamiento al mínimo, mientras que para que sean más funcionales habría que facilitar al máximo el adelantamiento.

Luego, se trata de alcanzar un compromiso donde debe prevalecer la seguridad, pero sin penalizar en exceso la funcionalidad, partiendo del principio que esta última ha de ser proporcional a la categoría de la carretera y la demanda de tráfico existente. En base a las conclusiones de la investigación, se puede dar respuesta empírica y práctica a esta disyuntiva, por lo que se realizan las siguientes recomendaciones para mejorar la seguridad y funcionalidad conjuntamente:

- Para lograr un nivel alto de seguridad hay que garantizar unas distancias de visibilidad disponibles importantes para poder iniciar una zona de adelantamiento (Tabla 6.1), no inferiores a 500 m y utilizando la velocidad de operación observada o estimada en la zona en lugar del límite de velocidad.
- Lo habitual es que el adelantamiento no esté permitido más allá del punto en el que comienza la prohibición, pese a que, si se emplean los valores propuestos en la Tabla 6.1, se dispone en ese punto aún de la visibilidad suficiente para completar muchos adelantamientos. Ello proporciona un cierto margen de seguridad.
- Aunque las longitudes mínimas de las zonas de adelantamiento que resultan seguras se encuentran entre 210 y

306 m, como el análisis funcional ha demostrado que las zonas más cortas (sobre 250 m) prácticamente producen los mismos resultados que la total restricción al adelantamiento, se propone no emplear longitudes menores de 300 m, en ningún caso. Así la seguridad será mayor aún.

- El empleo del programa TWOPAS de microsimulación en las condiciones españolas sin la modificación de los parámetros por defecto del mismo puede inducir a resultados más conservadores que los observados. Por tanto, se recomienda el empleo de los parámetros calibrados a España.
- No se recomienda el empleo de la metodología del HCM para el análisis de la operación del tráfico en las carreteras españolas. Se recomienda el cálculo de ATS y PTSF con la metodología propuesta. Esta es más sencilla que el HCM y combina tanto el efecto de la restricción al adelantamiento como el efecto del trazado en planta y alzado.
- Teniendo en cuenta los criterios de diseño propuestos para mantener un nivel apreciable y consistente de seguridad, con unas distancias de visibilidad necesarias para iniciar las zonas de adelantamiento importantes, conjuntamente con los criterios operacionales alcanzados, se proponen las siguientes recomendaciones finales:
 - Para carreteras con intensidad horaria de proyecto por sentido superior a 800 veh/h, se propone la disposición de pocas zonas de adelantamiento, de al menos 500 m de longitud, uniformemente repartidas, para satisfacer la demanda de adelantamiento cuando se

producen demandas de tráfico bastante inferiores, a pesar de ser ineficaces para horas punta.

- Para carreteras con intensidad horaria de proyecto por sentido entre 400 y 800 veh/h, se propone la disposición de frecuentes zonas de adelantamiento, de al menos 1000 m de longitud, uniformemente repartidas, para satisfacer la demanda de adelantamiento cuando se producen demandas de tráfico bastante inferiores, pero también siendo eficaces para horas punta. Las zonas de adelantamiento no deberían ser mayores de 2000 m por perder efectividad.
- Para carreteras con intensidad horaria de proyecto por sentido inferior a 400 veh/h, se propone la disposición de pocas zonas de adelantamiento, con longitudes entre 300 y 500 m, uniformemente repartidas, para satisfacer la menor demanda de adelantamiento y aumentar la seguridad reduciendo los adelantamientos y concentrándolos en zonas con longitud segura.

7.4.- Futuras líneas de investigación

Los resultados alcanzados, así como la metodología desarrollada en esta investigación pueden resultar de gran utilidad para cuantificar el impacto que nuevas tecnologías pueden tener en las carreteras convencionales. Cabe esperar que los próximos años los sistemas inteligentes de tráfico (ITS) se apliquen de forma más frecuente también en este tipo de carreteras, por lo que se podrían evaluar tramos con regulación dinámica de la velocidad o de las prohibiciones de adelantamiento, en función del tráfico y de las condiciones del entorno. Además, el avance de tecnologías de conexión entre vehículos y de automatización podría cambiar de forma radical el funcionamiento de este tipo de vías. Gracias al presente trabajo, resultará mucho más sencillo desarrollar herramientas de simulación y evaluación de la funcionalidad y seguridad de las futuras carreteras convencionales inteligentes.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación se ha completado con la subvención del Ministerio de Economía y Competitividad, a través de los proyectos “Desarrollo de modelos de distancias de visibilidad de adelantamiento” (TRA2010-21736) y “Estudio experimental de la funcionalidad y seguridad de las carreteras convencionales” (TRA2013-42578-P).

El Ministerio de Economía y Competitividad también ha financiado los estudios de doctorado de Ana Moreno a través del Subprograma de Formación de Personal Investigador (BES-2011-044612) y de sus dos estancias breves en University of Florida (2013) y Bundesanstalt für Straßenwesen (2015) a través de las Ayudas a la Movilidad Predoctoral para la Realización de Estancias Breves en Centros de I+D Españoles y Extranjeros (EEBB-I-2013-06030 y EEBB-I-15-09970). La estancia breve en University of British Columbia (2013) fue subvencionada por la Comisión Europea a través del programa TEE. Además, agradecemos a la TUM Foundation la beca postdoctoral TUFF (Technical University of Munich Foundation Fellowship) que está financiando los estudios postdoctorales de Ana Moreno.

El Ministerio de Educación ha financiado los estudios de doctorado de Carlos Llorca a través de las Ayudas para la Formación de Profesorado Universitario (AP2010-4376). La estancia breve de Carlos Llorca en University of British Columbia fue subvencionada por la Comisión Europea a través del programa TEE.

Los autores expresan su agradecimiento a José Bessa, del Instituto Federal de Minas Gerais, por proporcionar la adaptación del algoritmo genético para la calibración de TWOPAS, a Javier Camacho Torregrosa, de la Universitat Politècnica de València, por facilitar el programa de restitución de trazado en planta y a Kerstin Lemke, del Bundesanstalt für Straßenwesen, por proporcionar el libro de Brannolte & Holz (1983) y los informes finales de los proyectos de investigación FE-Nr. 02.155 G92 (Brilon and Weiser 1996) y FE 16.0015/2009 (Weiser et al. 2011).

Agradecer finalmente a las administraciones de carreteras que colaboraron durante la toma de datos: la Dirección General de Obras Públicas, Proyectos Urbanos y Vivienda de la Conselleria de Vivienda, Obras Públicas y Vertebración del Territorio de la Generalitat Valenciana, el Área de Carreteras de la Diputación Provincial de Valencia, la Demarcación de Carreteras del Estado en la Comunidad Valenciana, y la Dirección General de Tráfico del Ministerio de Interior.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Official. (2004). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 5th Edition*.
- American Association of State Highway and Transportation Official. (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 6th Edition*.
- Barcelo, J. (2010). *Fundamentals of Traffic Simulation*. Springer, New York.
- Bessa, J. E. J., and Setti, J. R. (2011a). “Derivation of ATS and PTSF Functions for Two-lane, Rural Highways in Brazil.” *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 16, 282–292.
- Brannolte, U., and Holz, S. (1983). *Forschungsbericht “Simulation des Verkehrsablaufs auf Landstrassen - Modellerweiterung”. Heft 402. Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Bonn, Germany*.
- Brilon, W., and Weiser, F. (1996). *Ermittlung von Q-V-Diagrammen für zweistreifige Strassen ausserhalb geschlossener Ortschaften*.
- Brilon, W., and Weiser, F. (2006). “Two-Lane Rural Highways: The German Experience.” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1988, 38–47.
- Camacho-Torregrosa, F. J., Pérez-Zuriaga, A. M., Campoy-Ungría, J. M., García, A., and Tarko, A. (2014). “Use of Heading Direction for Recreating the Horizontal Alignment of an Existing Road.” *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, In press.
- Carlson, P., Miles, J., and Johnson, P. (2006). “Daytime High-Speed Passing Maneuvers Observed on Rural Two-Lane, Two-Way Highway: Findings and Implications.” *Transportation Research Record*, 1961(1), 9–15.
- Courage, K. G., Elefteriadou, L., Washburn, S. S., and Nam, D. (2010). *Guidance for the Use of Alternative Traffic Analysis Tools in Highway Capacity Analyses. NCHRP 03-85 Report*.
- Egami, C., Mon-Ma, M., Setti, J. R., and Rilett, L. (2006). “Automatic Calibration of Two-Lane Highway Traffic Simulation Models Using a Genetic Algorithm.” *Applications of Advanced Technology in Transportation*, 510–515.

- El-bassiouni, S., and Sayed, T. (2010). "Design Requirements for Passing Sight Distance : A Risk-based Approach." *90th Transportation Research Board Annual Meeting*.
- Farber, E. (1969). "Passing Behavior on Public Highways Under Daytime and Nighttime Conditions." *Highway Research Record* 1, 292, 11–23.
- Federal Highway Administration. (2004). *Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software*.
- Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen. (2013). *Richtlinien für die Anlage von Landstraßen*.
- Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen. (2015). *Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen (HBS Edition 2015)*.
- Glennon, J. C. (1988). *New and improved model of passing sight distance on two-lane highways*. *Transportation Research Record*, 132–137.
- Harwood, D. W., Fambro, D. B., Fishburn, B., Joubert, A., Lamm, R., and Psarianos, B. (1998). "International Sight Distance Design Practices." *Transportation Research Circular E-003*.
- Harwood, D. W., Gilmore, D. K., and Richard, K. R. (2010). "Passing Sight Distance Criteria for Roadway Design and Marking." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Washington DC (US), 2195, 36–46.
- Harwood, D. W., Gilmore, D. K., Richard, K. R., Dunn, J., and Sun, C. (2008). *NCHRP 605 Passing Sight Distance Criteria*.
- Harwood, D. W., and Glennon, J. C. (1989). "Passing Sight Distance Design for Passenger Cars and Trucks." *Transportation Research Record*, 1208, 59–69.
- Harwood, D. W., May, A. D., Anderson, I. B., Leiman, L., and Archilla, A. R. (1999). *Capacity and Quality of Service of Two-Lane Highways*. *NCHRP project 3-55*.
- Harwood, D. W., Potts, I. B., Bauer, K. M., Bonneson, J. A., and Elefteriadou, L. (2003). *Two-Lane Road Analysis Methodology in the Highway Capacity Manual*. *NCHRP project 20-7*.
- Hassan, Y., Easa, S. M., and El Halim, A. O. A. (1996). "Passing sight distance on two-lane highways: Review and revision." *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 30(6), 453–467.
- Hegeman, G. (2008). *Assisted Overtaking, An Assessment of Overtaking on Two-Lane Rural Roads*. *PhD Thesis*. TU Delft.
- Koorey, G. (2002). "Assessment of Rural Road Simulation Modelling Tools." *IPENZ Transportation Group Technical Conference*.
- Lieberman, E. B. (1982). "Model for Calculating Safe Passing Sight Distance on Two-Lane Rural Roads." *Transportation Research Record*, 869, 70–76.
- Luttinen, R. T. (2000). "Level of Service on Finnish Two-Lane Highways." *Transportation Research Circular E-C018: Fourth International Symposium on Highway Capacity*, 175–187.
- Luttinen, R. T. (2001). "Percent Time-Spent-Following as Performance Measure for Two-Lane Highways." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1776, 52–59.
- Luttinen, R. T. (2002). "Uncertainty in Operational Analysis of Two-Lane Highways." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1802, 105–114.
- Luttinen, R. T., Dixon, M., and Washburn, S. S. (2003). *Two-Lane Highway Analysis in HCM2000*.
- Maldonado, M. O., Herz, M., and Galarraga, J. (2012). "Modelación de operación en carreteras argentinas y recomendaciones de ajustes al Manual de Capacidad HCM 2010." *Transportes*, 20(3), 51–61.
- Ministerio de Fomento. (1987). *Instrucción de Carreteras 8.2 IC: Marcas viales*.
- Ministerio de Fomento. (1999). *Instrucción de Carreteras 3.1 IC: Trazado*.
- Ministerio de Fomento. (2016). *Instrucción de Carreteras 3.1 IC: Trazado*.
- Pérez, A. M., García, A., Camacho-Torregrosa, F. J., and D'Attoma, P. (2010). "Modeling operating speed and deceleration on two-lane rural roads with global positioning system data." (2171), 11–20.
- Polus, A., Livneh, M., and Frischer, B. (2000). "Evaluation of the Passing Process on Two-Lane Rural Highways." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1701, 53–60.

- Rillet, L. R., Hutchinson, B. G., and Whitney, M. (1990). "Mechanics of the Passing Maneuver and the Impact of Large Trucks." *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 24A(2), 121–128.
- Rocci, S. (1998). "A System for No-passing Zone Signing and Marking Setup." *Transportation Research Circular E-003*.
- Transportation Research Board. (2010). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board.
- Two-Lane Highways Subcommittee, A. 2. (2010). *Research Problem Statement. Two-Lane Highway Safety and Operational Performance*.
- Valencia-Alaix, V., and García, A. (2010). "Procedures to facilitate passing on conventional highways by means of simulation." *4th International Symposium on Highway Geometric Design*, Valencia (ES).
- Van Valkenburg, G. W. (1971). "Criteria for No-Passing Zones." *Highway Research Record*, 377, 1–19.
- Wang, Y., and Cartmell, M. P. (1998). "New model for passing sight distance on two-lane highways." *Journal of Transportation Engineering*, 124(6), 536–544.
- Washburn, S. S., Li, J., and Hammontree, H. (2012). *Development of an Analytical Methodology for Two-Lane Highway Facility Analysis*.
- Weaver, G. D., and Glennon, J. C. (1972). "Design and Stripping for Safe Passing Operations." *Highway Research Record*, 388, 36–39.
- Weiser, F., Jäger, S., Riedl, C., and Lohoff, J. (2011). *Verkehrstechnische Bemessung von Landstraßen – Weiterentwicklung der Verfahren*.
- wikiloc. (2015). "wikiloc. Trails of the World." <<http://www.wikiloc.com/wikiloc/home.do>> (May 20, 2001).

ANEXO: publicaciones propias relacionadas

- Moreno, A.T.; Llorca, C.; Washburn, S.; Bessa, J. E.; Hale, D.K.; Garcia, A. (2016a). "Modification of the Highway Capacity Manual Two-Lane Highway Analysis Procedure for Spanish Conditions." *Journal of Advanced Transportation*. In press.
- Llorca, C. Moreno, A.T. and García, A. (2016). Modeling vehicles acceleration during passing Maneuvers. IET Intelligent Transport Systems, 10(3), pp. 206-215.
- Moreno, A.T.; Llorca, C.; Washburn, S.; Bessa, J. E.; Garcia, A. (2016b). "Effect of Average Passing Zone Length on Spanish Two-Lane Highways Traffic Performance." *95th Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, Washington, D.C.
- Moreno, A.T.; Llorca, C.; Garcia, A. (2016c). "Operational Impact of Horizontal and Vertical Alignment of Two-Lane Highways." *Transportation Research Procedia* 15, 319-330. *International Symposium on Enhancing Highway Performance (ISEHP 2016)*, Berlin.
- Moreno, A.T. (2015). "Análisis de la funcionalidad del tráfico en carreteras convencionales en función de la distribución y características de sus zonas de adelantamiento". Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València.
- Llorca C. (2015). "Análisis del adelantamiento en carreteras convencionales y propuesta de modelos para la mejora del diseño y de la señalización de las mismas". Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València.
- Moreno, A.T.; Llorca, C.; Lenorzer, A. Casas, J., Garcia, A. (2015). "Design Criteria for Minimum Passing Zone Lengths: Operational Efficiency and Safety Considerations." *Transportation Research Record*, 2486, 19-27.
Presentado en: Moreno, A.T.; Llorca, C.; Lenorzer, A. Casas, J., Garcia, A. (2015). "Design Criteria for Minimum Passing Zone Lengths: Operational Efficiency and Safety Considerations." *94th Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, Washington, D.C.
- Moreno, A.T.; Llorca, C.; Orón-Orón, J. M.; Garcia, A. (2015b). "Characterization of Passing Zones Based on Curvature Change Rate: Operational Impact." *5th International Symposium on Highway Geometric Design, Vancouver*.

Moreno, A.T.; Llorca, C.; Sayed, T.; García, A. (2014). "Field Evaluation of Traffic Performance Measures for Two-Lane Highways in Spain". *Transportation Research Circular EC-190*, 71-87.

Presentado en: Moreno, A.T.; Llorca, C.; Sayed, T.; García, A. (2014). "Field Evaluation of Traffic Performance Measures for Two-Lane Highways in Spain" *93rd Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, Washington, D.C.

Llorca, C., Moreno, A.T., García, A., Pérez-Zuriaga, A.M., (2014a.) Multiple Passing Maneuvers: New Design and Marking Criteria to Improve Safety. *Advances in Transportation Studies: an international Journal Special Is*, 71–82.

Presentado en: Llorca, C., Moreno, A.T., García, A., Pérez, A.M., Camacho, F.J (2013). Multiple passing maneuvers: New design and marking criteria to improve safety, 4th International Conference on Road Safety and Simulation (RSS 2013), Roma.

Llorca, C., Moreno, A.T., Lenorzer, A., Casas, J., García, A., (2014b). Development of a new microscopic passing maneuver model for two-lane rural roads. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*. In press. doi:10.1016/j.trc.2014.06.001

Llorca, C., Moreno, A.T., Sayed, T., García, A., (2014c). Sight Distance Standards Based on Observational Data Risk Evaluation of Passing. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 2404, 18–26. doi:10.3141/2404-03

Presentado en: Llorca, C., Moreno, A.T., Sayed, T., García, A. (2014) Risk Evaluation Of Passing Sight Distance Standards Based On Observational Data, *Transportation Research Board (TRB) 93rd Annual Meeting*, Washington DC.

Moreno, A.T.; Llorca, C.; Bessa, J. E.; García, A.; Hale, D. K. (2014b). "Evaluación de medidas de comportamiento del tráfico considerando las zonas de adelantamiento de carreteras convencionales mediante microsimulación". *Carreteras* 198, 15-29.

Moreno, A.T.; Llorca, C.; Bessa, J. E.; García, A.; Hale, D. K. (2014c). "Evaluación de las medidas de desempeño del tráfico considerando las zonas de adelantamiento de carreteras convencionales con TWOPAS." *XI Congreso de Ingeniería del Transporte (CIT 2014)*, Santander.

Llorca, C. Moreno, A.T., García, A (2014d). Revisión de criterios de distancia de visibilidad de adelantamiento. Cuaderno de la Plataforma Tecnológica de la Carretera, 2014. (ES)

Llorca, C. Gómez, E.L., García, A. Moreno, A.T., Pérez, A.M (2014e). Estudio del adelantamiento a camiones en carretera convencional. XI Congreso de Ingeniería del Transporte, Santander, Jun 2014. (ES)

Moreno, A.T.; Llorca, C.; García, A.; Pérez Zuriaga, A. M. (2013). "Operational Effectiveness of Passing Zones Depending on their Length and Traffic Volume". *Transportation Research Record* 2395, 57-65.

Presentado en: Moreno, A.T.; Llorca, C.; García, A.; Pérez Zuriaga, A. M. (2013). "Operational Effectiveness of Passing Zones depending on their Length and Traffic Volume." *92nd Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, Washington, D.C.

Llorca, C., Moreno, A.T., García, A., Pérez-Zuriaga, A.M., (2013a). Daytime and Nighttime Passing Maneuvers on a Two-Lane Rural Road in Spain. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 2358, 3–11. doi:10.3141/2358-01

Presentado en: Llorca, C., Moreno, A.T., García, A., Perez, AM (2013). Observations of daytime and nighttime passing maneuvers on a two-lane rural road in Spain, *92nd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington D.C.

Llorca, C., García, A., Moreno, A.T., Pérez-Zuriaga, A.M., (2013b). Influence of age, gender and delay on overtaking dynamics. *IET Intelligent Transport Systems* 7, 174–181. doi:10.1049/iet-its.2012.0147

Presentado en: Llorca, C., García, A., Moreno, A.T., Perez, A.M (2012). Human factor effects on passing decisions", *European Conference on Human Centred Design for Intelligent Transport Systems*", Valencia.

Llorca, C.; García, A.; Moreno, A.T.; Pérez Zuriaga, A. M.; Pellicer, E. (2012a). "Evaluación de la efectividad de las zonas de adelantamiento permitido en carretera convencional en función de su longitud." *X Congreso de Ingeniería del Transporte (CIT 2012)*, Granada.

Llorca, C., García, A., Perez, A.M., Moreno, A.T. (2012b) New experimental approach for passing gap acceptance, *91st Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington D.C.

Llorca, C., García, A., (2011). Evaluation of Passing Process on Two-Lane Rural Highways in Spain with New Methodology Based on Video Data. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 2262, 42–51. doi:10.3141/2262-05.

Presentado en: Llorca C., Garcia, A. (2011) Evaluation of passing process on Two-Lane Rural Highways in Spain Using a New Methodology Based on Video Data, 90th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D.C.

Editado en Madrid,
1 de diciembre de 2016