



PLATAFORMA
TECNOLÓGICA
ESPAÑOLA
DE LA
CARRETERA

www.ptcarretera.es

Cuaderno Tecnológico de la PTC

La velocidad de operación y su
aplicación en el análisis de la
consistencia de carreteras para la
mejora de la seguridad vial



En colaboración con:



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



GIIC
GRUPO DE INVESTIGACIÓN
EN INGENIERÍA DE CARRETERAS

C
U
A
D
E
R
N
O

© Plataforma Tecnológica Española de la Carretera (PTC). General Pardiñas, 15 – 1º, 28001 Madrid. Reservados todos los derechos.

ISBN: 978-84-615-3971-0

Cuaderno Tecnológico de la PTC

La velocidad de operación y su aplicación en el análisis de la consistencia de carreteras para la mejora de la seguridad vial

Autores:

Ana María Pérez Zuriaga

Francisco Javier Camacho Torregrosa

Alfredo García García

(Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras de la Universitat Politècnica de València, GIIC)

	Temáticas:	Sub-temáticas:
Agenda Estratégica de Investigación de la Carretera en España (2011-2025)	SEGURIDAD VIAL	<ul style="list-style-type: none"> Actuaciones innovadoras de seguridad vial.

En colaboración con:



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA





LA COLECCIÓN “CUADERNOS TECNOLÓGICOS DE LA PTC”

La **Plataforma Tecnológica Española de la Carretera (PTC)** es el foro de encuentro apoyado por el Ministerio de Ciencia e Innovación para todos los agentes del sistema ciencia-tecnología-empresa con un papel relevante en el fomento del empleo, la competitividad y el crecimiento en el sector de las infraestructuras viarias en España.

Desde su presentación en sociedad en febrero de 2010, la PTC trabaja como una plataforma transversal que fomenta el intercambio fluido de información y las discusiones a nivel tecnológico entre los agentes privados y públicos del sector, con el objeto de contribuir a que España se convierta en el referente mundial en materia de tecnologías asociadas a la carretera.

La colección de publicaciones “**Cuadernos Tecnológicos de la PTC**” surge de los convenios de colaboración que la Plataforma mantiene con un importante número de instituciones académicas activas en la I+D+i en materia de infraestructuras viarias. Cada Cuaderno se incardina dentro de alguna o varias de las temáticas y sub-temáticas de la vigente Agenda Estratégica de Investigación de la Carretera en España (2011-2025).

Listado de Cuadernos Tecnológicos del año 2011:

- 01/2011: *Sistemas de adquisición de información de tráfico: Estado actual y futuro*
- 02/2011: *Firmes permeables*
- 03/2011: *Sistema fotogramétrico para la medición remota de estructuras en programas de inspección de puentes*
- 04/2011: *Pago por uso de las infraestructuras viarias: Estudio de los accesos a Madrid*
- 05/2011: *Sistema eCall: Situación actual y estándares*
- 06/2011: *La velocidad de operación y su aplicación en el análisis de la consistencia de carreteras para la mejora de la seguridad vial*
- 07/2011: *Desarrollo de una metodología de análisis de ciclo de vida integral específica para carreteras*
- 08/2011: *Control pasivo de velocidad: Intervención en tramos de acceso a entornos urbanos*

1. Introducción	1
2. Consistencia del diseño geométrico	2
2.1. Concepto	2
2.2. Evaluación	2
2.2.1. Criterios de evaluación basados en la estabilidad del vehículo	2
2.2.2. Criterios de evaluación basados en los índices de trazado	4
2.2.3. Criterios de evaluación basados en la carga de trabajo del conductor	5
2.2.4. Criterios de evaluación basados en la velocidad de operación	8
2.2.5. Otros métodos	12
3. Velocidad de operación	12
3.1. Concepto	14
3.2. Estimación de la velocidad de operación	16
3.2.1. Modelos para la estimación de velocidad en curvas	16
3.2.2. Modelos para la estimación de velocidad en rectas	25
3.2.3. Modelos para la estimación de las variaciones de velocidad en las transiciones recta-curva	29
3.2.4. Modelos para la estimación de tasas de aceleración y deceleración	33
3.3. Deficiencias de los modelos existentes para la estimación de la velocidad de operación	38
3.3.1. Deficiencias relacionadas con la toma de datos	40
3.3.2. Hipótesis no realistas sobre el comportamiento de los conductores	41
3.3.3. Estimación de los cambios de velocidad entre elementos geométricos	41
3.3.4. Falta de uniformidad entre los modelos	42
3.3.5. Escasez de modelos con la consideración de vehículos pesados	42
3.3.6. Limitación de la regresión lineal	42
3.3.7. Aplicabilidad limitada de los modelos	43
4. La velocidad de operación y la consistencia como medida de la seguridad vial de una carretera	45
5. Conclusiones	48
6. Referencias	50



1. INTRODUCCIÓN

Los accidentes de tráfico constituyen uno de los principales problemas de nuestra sociedad. Cada año 1.2 millones de personas fallecen y entre 20 y 50 millones resultan heridas por esta causa. Si la tendencia continúa los accidentes pueden llegar a convertirse en 2020 en la tercera causa global de lesiones y de muerte en el mundo.

Con el fin de minimizar al máximo esta cantidad es imprescindible considerar los tres factores concurrentes de la siniestralidad: el conductor, el vehículo y la infraestructura. Este último es considerado por algunos estudios como el causante, en mayor o menor medida, del 30 % de los accidentes en carretera (Treat et al., 1979). De hecho, investigaciones previas han mostrado como las colisiones tienden a concentrarse desproporcionadamente en ciertos tramos de la carretera, indicando que además de los errores de los conductores, las características de la carretera juegan un papel primordial cuando se produce un accidente. Una de las principales razones relacionadas con la infraestructura puede ser la baja consistencia del diseño geométrico. Esta situación produce que la geometría de la vía no se ajuste a las expectativas de los conductores y por tanto que estos puedan verse sorprendidos ante ciertas configuraciones de la misma, produciendo además una alta variabilidad en la velocidad entre elementos de la carretera y entre diferentes conductores que puede conllevar un alto número de accidentes.

Los criterios más comúnmente utilizados para la evaluación de la consistencia están basados en la evaluación de la velocidad de operación (Gibreel et al., 1999), que generalmente se identifica con el percentil 85 de la distribución de velocidades obtenida de vehículos circulando en condiciones de flujo libre en un tramo de carretera. Este parámetro puede obtenerse a partir de mediciones durante la fase de explotación de una carretera, sin embargo tanto en la fase de planeamiento como en la de proyecto únicamente puede estimarse. Para ello se utilizan los modelos de estimación de la velocidad de operación que relacionan este parámetro con las características geométricas de los elementos de la carretera.

Como se verá en los siguientes apartados, existe una gran diversidad de modelos de velocidad de operación según la zona en las que se ha llevado a cabo la toma de datos para su calibración. En general se distingue entre modelo de estimación de velocidad de operación en curvas, en rectas, modelos de estimación de diferenciales de velocidad y de aceleración/deceleración. Estos modelos pueden unirse para formar un perfil de velocidad de operación estimado con el que evaluar la consistencia del diseño geométrico de un tramo de carretera y, como consecuencia, la seguridad vial de la misma, especialmente en aquellos casos en los que se utilizan modelos globales de consistencia que permiten estimar el número de accidentes en un periodo determinado. De esta forma, se utiliza la evaluación de la consistencia como una medida sustitutiva de la seguridad vial.

A lo largo de este documento se estudiarán las distintas consideraciones a tener en cuenta para implementar esta evaluación de la seguridad vial. Todo ello se realizará únicamente para carreteras de calzada única de dos carriles con doble sentido de circulación ya que en ellas se producen el 60% de los muertos por accidente de tráfico de las carreteras interurbanas de España.



2. Consistencia del diseño geométrico

La seguridad vial depende de distintos factores, siendo la consistencia del diseño uno de los más importantes al estar relacionada con el cumplimiento de las expectativas que los conductores tienen de la carretera. Por ello, en este apartado se realiza una descripción no sólo del concepto de consistencia sino también de los distintos métodos y criterios utilizados para su evaluación. De esta forma se sientan las bases para el estudio de la utilización de la velocidad de operación y la consistencia en la evaluación de la seguridad vial.

2.1. Concepto

La consistencia del diseño geométrico de una carretera puede definirse como el grado de adecuación entre el comportamiento de la vía y las expectativas del conductor. Estas expectativas pueden dividirse en dos categorías distintas:

- Expectativas a priori. El conductor basa su criterio de decisión en la experiencia acumulada tras conducir por otras carreteras anteriormente. Para cumplir con estas expectativas, en la carretera debe cumplirse una relación directa entre el tipo de vía y la geometría y las dotaciones que presenta. De esta forma, por ejemplo, un conductor espera que una carretera convencional se comporte de forma diferente a una autopista o autovía.
- Experiencia ad hoc. El conductor adquiere experiencia a partir de la percepción de las características del itinerario a medida que es recorrido. A medida que un conductor recorre un tramo de carretera, espera que en los siguientes kilómetros, la carretera se comporte de forma similar.

De este modo, un diseño será consistente cuando los elementos geométricos que lo componen y su coordinación impliquen una conducción cómoda y libre de sorpresas. El cumplimiento de las diferentes normativas no asegura que la carretera diseñada sea consistente.

2.2. Evaluación

La mayoría de los criterios desarrollados para la evaluación de la consistencia del diseño geométrico y las investigaciones relacionadas con ellos se pueden clasificar en cuatro ámbitos principalmente: estudio de la velocidad de operación, los índices de trazado, la estabilidad del vehículo y la carga de trabajo del conductor (Ng y Sayed, 2004; Awata y Hassan, 2002).

2.2.1. Criterios de evaluación basados en la estabilidad del vehículo

La estabilidad vehicular es una importante medida de la consistencia del diseño geométrico. De hecho, en gran número de casos los accidentes por salida de calzada y choques frontales pueden atribuirse a un insuficiente rozamiento transversal en la curva. El diseño de estos

elementos viola la habilidad del conductor para guiar y controlar su vehículo adecuadamente y, por tanto, no se ajusta a las expectativas de los conductores. Es por ello que las zonas en las que no se proporciona suficiente estabilidad al vehículo pueden considerarse inconsistentes.

La diferencia entre rozamiento transversal movilizado y demandado (Δf_R) se utiliza usualmente para representar la estabilidad vehicular.

$$\Delta f_R = f_R - f_{RD}$$

Donde:

f_R : rozamiento transversal asumido

f_{RD} es el rozamiento transversal demandado

Lamm et al. (1999) desarrollaron un modelo para la evaluación de la consistencia a partir de ciertos defectos en su concepción, es el más extendido en cuanto a dinámica vehicular por su simplicidad. En él, el rozamiento transversal movilizado se calcula en función de la velocidad de diseño, mientras que el rozamiento transversal demandado se basa en la velocidad de operación, radio, y peralte de la curva.

$$f_R = 0.22 - 1.79 \cdot 10^{-3} \cdot v_d + 0.56 \cdot 10^{-5} \cdot v_d^2$$

$$f_{RD} = \frac{v_{85}^2}{127 \cdot R} - e$$

Donde:

v_d : velocidad de diseño (km/h)

v_{85} : velocidad de operación (km/h)

R : radio de la curva (m)

e : peralte de la curva

Este modelo asume los siguientes niveles de consistencia en función de Δf_R :

Criterio III de Lamm		
Buena	Aceptable	Pobre
$\Delta f_R \geq 0.01$	$0.01 > \Delta f_R \geq -0.04$	$\Delta f_R < -0.04$

Tabla 1. Umbrales para la determinación de los niveles de consistencia del diseño geométrico. Criterios III de Lamm.

Este modelo se basa únicamente en un parámetro (la velocidad de diseño), lo cual lo hace muy sencillo de utilizar pero, a la vez, muy simple para reflejar el efecto real.

Del mismo modo, la definición de f_{RD} presenta deficiencias en cuanto a la validez de la simplificación del problema de fricción, ya que considera la masa del vehículo concentrada en un punto, con lo que se ignora la interacción entre pavimento y neumático, además de la distribución de fuerzas de fricción en los diferentes neumáticos del vehículo. Por otra parte, este modelo no tiene en cuenta el carácter tridimensional de la carretera.



Además de la comparación entre el rozamiento transversal movilizado y el demandado, se puede evaluar la estabilidad vehicular comparando la velocidad máxima a la que el vehículo puede circular por una curva y la velocidad para la que ha sido diseñado. Esta diferencia de velocidades es lo que Nicholson (1998) definió como margen de seguridad.

La variación del margen de seguridad en un trazado de carretera será generalmente función de la variación de peralte de las curvas que lo componen. De este modo, es posible computar para todas las curvas de un trazado su margen de seguridad, calcular la media y la desviación típica de dicho margen. Con los resultados obtenidos se identificará una mayor consistencia del trazado cuando se presente una menor dispersión y se supondrá una mayor seguridad cuanto mayor sea este margen.

2.2.2. Criterios de evaluación basados en los índices de trazado

Una simplificación para la evaluación de la consistencia del diseño geométrico consiste en la reducción de las variables geométricas de un trazado a unos parámetros, conocidos como índices de trazado, de fácil cálculo y que representan el carácter general de la carretera (Anderson et al., 1999).

Observando el comportamiento de estos índices es posible identificar inconsistencias en el trazado, por ejemplo, buscando importantes variaciones de alguno de estos índices.

A continuación, se presenta una lista de los índices de trazado más utilizados en diversas investigaciones para la evaluación de la consistencia:

- Índices de trazado horizontales
 - Tasa de cambio de curvatura (CCR)
 - Grado de curvatura (DC)
 - Ratio entre la longitud de tramos curvos y la vía (CL:RL)
 - Radio medio (AR)
 - Recta media (AT)
 - Relación radio y radio medio (CRR)
 - Ratio entre el radio mayor y el menor (RR)
 - Ratio entre la longitud de una recta y la longitud media de rectas (TL:AT)
- Índices de trazado verticales
 - CCR vertical (V CCR)
 - Curvatura vertical media (AVC)
 - Pendiente media (V AG)
- Índices combinados
 - Combinación CCR

Los índices de trazado más utilizados son el radio medio (AR), el cociente entre el radio máximo y el radio mínimo (RR) y la media de la curvatura vertical (AVC).

El radio medio ofrece una estimación de la sinuosidad del trazado. A medida que el radio medio aumenta las velocidades tenderán a aumentar también.

Por otra parte, a medida que el parámetro RR tiende a 1, los radios en el trazado tienden a ser más uniformes y el comportamiento de la vía es más homogéneo, con lo que la consistencia es mayor (aunque con matices, por lo que es preferible utilizar este índice con el radio medio o con el radio mínimo).

Un parámetro adicional es el CRR, que se define como el cociente entre el radio una curva con el radio medio del tramo completo. Este parámetro está basado en la premisa de que cuando el radio de una curva horizontal dada se desvía considerablemente del radio medio del tramo en el que se encuentra, la citada curva puede violar las expectativas de los conductores, dando lugar a una inconsistencia.

Como se ha comprobado, una de las principales ventajas de los índices de trazado es que son sencillos de entender y aplicar. Además, permiten condensar en un único valor aspectos de la geometría en planta y en alzado, considerando el efecto conjunto y no de forma individualizada, como suele realizarse generalmente.

2.2.3. Criterios de evaluación basados en la carga de trabajo del conductor

La carga de trabajo puede definirse como la medida del esfuerzo mental que una persona ejerce cuando se dedica a una actividad, independientemente de la dificultad que tenga la misma. De este modo, los criterios que se centran en evaluar la consistencia a partir de la carga de trabajo lo hacen a partir de medir la cantidad de información que le llega al conductor por parte de la vía.

Según el diseño de un tramo de vía, este puede suponer para el conductor mayor o menor carga de trabajo, siendo la condición óptima cuando la carga transmitida es media, puesto que una baja carga de trabajo podría provocar distracción mientras que una alta carga hace que el conductor no pueda procesar toda la información, sufriendo por tanto sorpresas. En la tarea de conducción, a medida que la carga de trabajo aumenta, el conductor puede experimentar diferentes cargas de trabajo:

- Reducida. En este caso el rendimiento de las personas es también reducido y parte de la información se pierde debido a la falta de atención. Este caso puede producirse cuando se circula a baja velocidad por una autopista de altas prestaciones con un entorno llano. Los conductores en esta situación tienden a distraerse ocasionando accidentes dispersos en el espacio.
- Media. A medida que la carga de trabajo aumenta, el rendimiento de las personas en la tarea aumenta hasta un punto de rendimiento óptimo.



- Alta. Al superar el punto óptimo, el rendimiento desciende bruscamente debido a la gran cantidad de información a procesar. En la tarea de conducción, este tipo de comportamiento está ligado fundamentalmente al incumplimiento de las expectativas de los conductores, es decir, a la falta de consistencia. De hecho, Wooldridge (1994) identificó como peligrosos aquellos emplazamientos que requerían una gran carga de trabajo, así como los que implicaban un súbito aumento del nivel de atención por parte del conductor.

La evaluación de la consistencia basada en la carga de trabajo del conductor puede ajustarse mucho mejor al fenómeno real que la basada en la velocidad de operación, ya que está relacionada con el esfuerzo mental que el factor infraestructura supone para el conductor mientras que la velocidad de operación es sólo uno de los outputs observables de la tarea de conducción. Sin embargo, esta variable es mucho más difícil de definir y cuantificar. Hay diferentes procedimientos que pueden utilizarse para conseguir una aproximación de la carga de trabajo existente en un tramo de carretera, basados en la distancia de visibilidad, la demanda visual, las escalas subjetivas de percepción y la medición de variables psicológicas.

Las limitaciones de visibilidad incrementan la carga de trabajo de los conductores al necesitar actualizar la información relativa a la carretera con mayor frecuencia y procesarla en menos tiempo (Ng y Sayed, 2004). Sin embargo, apenas hay investigaciones al respecto mientras que sí que hay varios estudios que han analizado el potencial de la demanda visual como medida de la carga de trabajo.

La demanda visual puede definirse como la cantidad de información visual que un conductor necesita para mantener un adecuado control de su vehículo sobre la vía. Para su determinación se han llevado a cabo diferentes investigaciones cuyo objetivo ha sido desarrollar modelos empíricos que permitan estimar la carga de trabajo relacionando la demanda visual del conductor con parámetros del trazado. Debido a la variabilidad de parámetros que caracterizan un trazado y de los procedimientos que permiten simular la demanda visual de los conductores, existe una gran cantidad de modelos para la estimación de este parámetro.

Una de las técnicas utilizadas consisten en medir el tiempo total de conducción que los conductores necesitan para mirar la carretera. Para ello, Krammes et al. (1995) utilizaron la técnica de oclusión visual, consistente en que los conductores cierran los ojos y los vuelven a abrir únicamente cuando piensan que es necesario extraer información de la carretera para guiar el vehículo. El tiempo durante el que los conductores son incapaces de mantener la vista fuera de la carretera se relaciona con la carga de trabajo, con lo que se estableció una relación entre la carga de trabajo y el grado de curvatura para curvas horizontales.

$$WL = 0.193 + 0.016 \cdot DC \quad R^2 = 0.90$$

Donde:

WL: "Workload", carga de trabajo media en la curva (%)

DC: "Degree of Curvature", grado de curvatura de la curva horizontal

Por otra parte, Wooldridge et al. (2000) definió la demanda visual como la cantidad de información visual necesaria para que el conductor mantenga una trayectoria aceptable en la

carretera. Para su estimación desarrollaron dos modelos, dependiendo de si el conductor está familiarizado con el recorrido o no.

$$VD_{LU} = 0.173 + \frac{43.0}{R}$$

$$VD_{LF} = 0.198 + \frac{29.2}{R}$$

Donde:

VD_{LU} : demanda visual para los conductores no familiarizados con la vía

VD_{LF} : demanda visual para los conductores familiarizados con la vía

R : radio de la curva horizontal

Como puede observarse, según estos modelos, la carga de trabajo del conductor es inversamente proporcional al radio de la curva y, por tanto, aumenta al disminuir el radio. Sin embargo, como señaló Hassan et al. (2001) el criterio para la evaluación de la carga de trabajo del conductor en función de la demanda visual no debería estar basado únicamente en el radio ya que las curvas de menor radio están diseñadas para velocidades menores, con lo que en ese caso los conductores disponen de más tiempo para interpretar la información que reciben.

Otra metodología utilizada para la cuantificación de la carga de trabajo se basa en la utilización de escalas cualitativas. Messer (1980) desarrolló una escala subjetiva entre 0 (ningún problema) y 6 (problema severo) para la evaluación de parámetros del trazado. Un grupo de 21 expertos puntuó nueve parámetros geométricos básicos de acuerdo con esta escala. A partir de estos resultados, se desarrolló un modelo para traducir la citada escala en carga de trabajo y nivel de consistencia.

$$WL_n = (U \cdot E \cdot S \cdot R_f) + (C \cdot WL_l)$$

Donde:

WL_n : carga de trabajo estimada para el elemento n

U : factor de falta de familiaridad del conductor con la carretera (depende de la clasificación de la vía y de su situación)

E : factor de expectativa del elemento geométrico. Su valor es $C - 1$ si dicho elemento es similar al anterior. En caso contrario, valdrá 1

S : factor de distancia de visibilidad

R_f : potencial de carga de trabajo medio para el elemento general

C : factor *carryover* que depende de la separación entre elementos

WL_l : carga de trabajo del anterior elemento

Una vez obtenido el valor WL_n de se consideraban elementos con gran consistencia aquellos es los que el valor era igual o menor que 1, mientras que si era superior a 6 se identificaba un posible problema de falta de consistencia geométrica.

Esta metodología está muy relacionada con la geometría y con la percepción que de ella tienen una serie de expertos, pero el conductor no se ve involucrado en el análisis. Sin embargo, existe otra técnica para la cuantificación de la carga de trabajo que se basa principalmente en



él, evaluando las respuestas físicas que la carga de trabajo produce en él (Heger et al. 1995 y Cafiso et al., 2004). Para ello, entre otras variables psicofísicas, puede medirse la frecuencia de pestañeo del conductor o su ritmo cardíaco. De este modo, un lento pestañeo puede ser indicativo de una baja carga de trabajo mientras que un alto ritmo cardíaco es indicativo de que la carga de trabajo puede ser elevada.

En los diferentes estudios analizados, se destaca que las localizaciones con valores de carga de trabajo más altos tienen una alta tasa de accidentalidad que posiblemente esté asociada a un diseño deficiente. Sin embargo, el uso de la carga de trabajo como medida de la consistencia es mucho más limitado que otros métodos como los basados en la velocidad de operación. La principal debilidad del concepto de carga de trabajo es la dificultad de medir un parámetro tan subjetivo y por tanto de validar los modelos asociados.

2.2.4. Criterios de evaluación basados en la velocidad de operación

Diferentes estudios de siniestralidad revelan que muchos de los problemas de seguridad se derivan de una inapropiada adaptación de la velocidad (que no velocidad excesiva). Además, la medición y estimación de la velocidad de operación es la forma más sencilla de medir la consistencia, si consideramos, además, las otras tipologías. De ahí que la velocidad sea uno de los indicadores más utilizados para la evaluación de la consistencia (Cafiso, 2009).

También se ha observado que un síntoma de la no adaptación de la carretera a las expectativas de los conductores es el aumento de la variabilidad de la velocidad de operación, tanto a lo largo de su desarrollo (entre elementos geométricos consecutivos), como en cada punto individual (dispersión de la velocidad entre conductores). Esta variabilidad está ampliamente ligada con la siniestralidad (Fitzpatrick et al., 1999).

Por todo ello, una de las técnicas más utilizadas para la evaluación de la consistencia consiste en el análisis de las variaciones de la velocidad de operación (v_{85}) entre elementos geométricos consecutivos. La velocidad de operación se define comúnmente como el percentil 85 de la distribución de velocidades obtenida de vehículos circulando en condiciones de flujo libre en un tramo de carretera. La reducción de velocidad de operación entre elementos consecutivos (Δv_{85}) es un fenómeno muy relacionado con la siniestralidad (las transiciones recta-curva son localizaciones que pueden conllevar siniestralidad asociada), considerándose también una medida de consistencia. De hecho, se estima que más del 50% del total de las muertes en carreteras convencionales se producen en las secciones curvas (Lamm et al., 1992).

Asimismo, puede utilizarse esta magnitud de la velocidad en la evaluación de la consistencia examinando diferencias entre la velocidad de diseño (v_d) y la v_{85} .

A continuación, se desarrollan en profundidad estos criterios. Para su análisis se va a distinguir entre métodos de evaluación local (evaluación de los elementos geométricos de forma individual) y continuas (análisis de consistencia global de un tramo).

2.2.4.1. Metodologías de evaluación local de la consistencia

Con los métodos que se van a desarrollar en este apartado es posible evaluar la consistencia, para un tramo de carretera convencional, de cada uno de los elementos geométricos que lo forman, o de la combinación de elementos consecutivos.

La evaluación puntual de la consistencia del diseño geométrico permite identificar zonas peligrosas, para así rediseñar localmente la carretera en las mismas.

Con este fin, Leisch y Leisch (1997) propusieron una revisión del concepto de la velocidad de diseño que incluía recomendaciones relacionadas con los incrementos de la velocidad de operación y los diferenciales entre las velocidades de diseño y de operación. En este sentido, se sugirió que el diferencial de velocidad de operación media entre dos alineaciones consecutivas no debía superar las 10mi/h (aproximadamente 16 km/h). Asimismo, recomienda este mismo umbral en los siguientes casos específicos:

- Limitación de la diferencia en la velocidad de diseño de la vía a 10 mi/h.
- Limitación de la diferencia de velocidad de operación de los vehículos ligeros también en 10 mi/h.
- Limitación de la diferencia de velocidad de operación entre vehículos ligeros y pesados a 10 mi/h.

Del mismo modo, Kanellaidis et al. (1990) sugirieron que un diseño adecuado se alcanza cuando la diferencia de velocidad de operación entre la recta y la siguiente curva no excede los 10 km/h.

En 1995, Krammes presentó un modelo para la estimación de velocidades en curvas, además de diversos modelos de velocidad de operación para el cálculo de la consistencia. Estos modelos fueron posteriormente validados por McFadden y Elefteriadou (1997), y utilizados por Polus para el desarrollo de sus modelos de consistencia (2004, 2005).

En el mismo año, Al-Masaeid et al. (1995) utilizaron también la reducción de velocidad entre recta y curva como variable fundamental para el cálculo de la consistencia. Dicha reducción depende, fundamentalmente, del radio de la curva circular.

Lamm et al. (1995) establecieron tres criterios para determinar la consistencia del diseño geométrico de carreteras. Todos ellos están basados en el análisis de la velocidad a la que circulan los conductores, siendo el criterio II el más ampliamente utilizado. Estos criterios son los siguientes:

- Criterio I. Comparación entre la velocidad de diseño y la de operación.
- Criterio II. Comparación entre velocidades de operación entre elementos consecutivos del trazado.



- Criterio III. Determina la diferencia entre el rozamiento transversal movilizado y demandado (dinámica de la conducción).

Estos umbrales fueron establecidos, además, basándose en un análisis de la siniestralidad.

La diferencia entre la velocidad de operación y la velocidad de diseño $|v_{85} - v_d|$ es un buen indicador de la inconsistencia en un elemento singular, mientras que la reducción de velocidad entre elementos sucesivos (Δv_{85}) indica la inconsistencia experimentada por los conductores que circulan desde un elemento al siguiente. En la tabla 2, se resumen los umbrales empleados en los Criterios I y II de Lamm.

Nivel de Consistencia	Criterio I (km/h)	Criterio II (km/h)
Buena	$ v_{85} - v_d \leq 10$	$ v_{85_i} - v_{85_{i+1}} \leq 10$
Aceptable	$10 < v_{85} - v_d \leq 20$	$10 < v_{85_i} - v_{85_{i+1}} \leq 20$
Pobre	$ v_{85} - v_d > 20$	$ v_{85_i} - v_{85_{i+1}} > 20$

Tabla 2. Umbrales para la determinación de los niveles de consistencia del diseño geométrico. Criterios I y II de Lamm.

En caso de que la consistencia fuera aceptable, se propuso cambiar el peralte de la curva o su distancia de parada, para ajustar la velocidad de diseño a la de operación. En los casos de consistencia pobre, se sugirió rediseñar el elemento o el tramo, basándose en la velocidad de operación esperada.

Finalmente, hay que destacar que el entorno geográfico en el que se han obtenido las variables relacionadas con la consistencia y sus relaciones con las tasas de accidentalidad puede tener una considerable influencia en los resultados. Por ello, la extrapolación a otros ámbitos debe realizarse con precauciones. Por ejemplo, posteriores estudios realizados para la aplicabilidad de los criterios de Lamm revelaron que un límite de 20 km/h para el nivel de consistencia pobre es aplicable en Korea (Lee et al., 2000), pero para Italia se recomienda un límite diferente (Cafiso, 2000).

2.2.4.2. Metodologías de evaluación continua

Aunque la mayoría de los criterios para la evaluación de la consistencia del diseño geométrico definen umbrales buena-aceptable-pobre, otros autores (Hassan, 2004) sugieren funciones continuas como una mejor herramienta para los proyectistas. Este tipo de metodologías, menos extendidas que las de evaluación local, analizan un tramo de carretera, en función del cual arrojarán un valor de la consistencia.

En 2004, Polus y Mattar-Habib utilizaron perfiles continuos de velocidad, desarrollado por Polus (2004), para la determinación de la variación global de la velocidad a lo largo de un tramo de carretera, dando como resultado un único valor de consistencia para el tramo completo de la carretera. Además, su índice de consistencia del diseño es una función continua en vez de

estar basada en rangos claramente diferenciados.

Polus y Mattar-Habib (2004) desarrollaron dos nuevas medidas de consistencia. La primera se basa en el área encerrada entre el perfil de velocidad de operación y la línea que representa la velocidad media ponderada por la longitud.

$$R_a = \frac{\sum |a_i|}{L}$$

Donde:

R_a : medida de consistencia del área relativa (m/s)

$\sum |a_i|$: suma de áreas (en valor absoluto) entre la velocidad de cada punto del perfil y la velocidad media (m²/s)

L : longitud del segmento (m)

La segunda medida es la desviación estándar de la velocidad de operación en cada elemento del diseño a lo largo del tramo completo en estudio.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum (v_i - \bar{v})^2}$$

Donde:

σ : desviación estándar de las velocidades (km/h)

N : número de alineaciones

v_i : velocidad individual de una alineación (km/h)

\bar{v} : velocidad media del tramo (km/h)

A partir de estos dos parámetros, se desarrolló un modelo de consistencia y se determinaron los umbrales correspondientes que definan cuando un trazado presenta consistencia buena, aceptable o pobre.

Nivel de Consistencia $C = e^{-0.278 \cdot [R_a \cdot (\sigma/3.6)]}$		
Bueno	Aceptable	Pobre
$C > 2$ (m/s)	$1 < C \leq 2$ (m/s)	$C \leq 1$ (m/s)

Tabla 3. Umbrales para la determinación del nivel de consistencia de un diseño geométrico. Criterio de Polus.

Este modelo básico está basado únicamente en la variabilidad de la velocidad de vehículos ligeros en terreno llano. Sin embargo, cuando se evalúa la consistencia de carreteras de zonas montañosas, se observó que una forma eficiente de hacerlo es analizando las diferencias de comportamiento entre los vehículos ligeros y pesados. Para ello, Polus et al. (2005) desarrollaron un nuevo modelo integrado de consistencia.

Este modelo tiene en cuenta tanto los efectos de la alineación horizontal como los del perfil longitudinal. En las curvas horizontales, la velocidad se determinó mediante el modelo desar-

rollado por Krammes (1995) y en las rectas mediante el de Polus et al. (2000). Para tener en cuenta el perfil longitudinal, la velocidad se determinó mediante las curvas de velocidad de la AASHTO (2001) para diferentes pendientes.

El desarrollo de estos perfiles permitió comparar la variabilidad de las velocidades en vehículos ligeros (Ra y σ) y el área (A_{CT}) comprendida entre el perfil de velocidad de los vehículos pesados y los vehículos ligeros. Cuanto menor sea esta área mejor será la consistencia del trazado ya que los diferenciales de velocidad serán menores.

La inclusión del área ACT en el concepto de consistencia proporciona una medida adicional del impacto de todo el trazado, incluyendo los elementos horizontales y verticales.

$$IC = [2.808 \cdot e^{-0.278 \cdot Ra \cdot \sigma}] \cdot e^{-0.01 \cdot A_{CT}}$$

Donde:

IC : consistencia integrada de un tramo de carretera

Ra : área encerrada entre el perfil de velocidad de los vehículos ligeros y la media de la velocidad de operación, definido en el modelo anterior

σ : desviación típica de las velocidades de los vehículos ligeros, definido en el modelo anterior

A_{CT} : área encerrada entre el perfil de velocidades de vehículos ligeros y pesados

Los umbrales para la determinación del nivel de calidad de consistencia según el modelo integrado no cambian respecto del modelo básico anterior.

En España, Camacho et al. (2011) presentan un modelo de consistencia basado en el análisis de 33 tramos de carretera. Para ello, se ha estimado el perfil de velocidad de operación de cada uno de los tramos y se han relacionado diferentes variables asociadas a este perfil y otras geométricas con la siniestralidad obtenida a partir de un análisis de los accidentes. A partir de este estudio, se propone el siguiente índice de consistencia.

$$C = \frac{\bar{v}_{85}^2}{\Delta v_{85}}$$

Donde:

\bar{v}_{85} : velocidad de operación media (km/h)

Δv_{85} : reducción de velocidad media (km/h)

2.2.5. Otros métodos

Además de los criterios mencionados en los subapartados anteriores, existen diferentes alternativas.

En 1995, Lamm et al., tras la consideración de los tres criterios de los mismos autores, propusieron un criterio global de consistencia que englobase a los tres, basándose en contabilizar las calificaciones de la consistencia según cada uno de los criterios.

Por otra parte, diferentes estudios han estudiado el efecto de la consistencia del diseño geométrico en la seguridad vial. Anderson et al. (1999) investigaron la relación entre la consistencia del diseño y la seguridad utilizando modelos de regresión loglineales. De esta forma, desarrollaron dos modelos que relacionan la frecuencia de los accidentes y el volumen de tráfico, la longitud de la curva y la reducción de la velocidad (Δv_{85}). Por otra parte desarrollaron un modelo por separado que relaciona la frecuencia de accidentes con la longitud de la curva y el CRR.

Ng y Sayed (2004) investigaron los efectos de distintas medidas de la consistencia del diseño en la seguridad vial y desarrollaron modelos que incorporan las medidas para cuantificar sus efectos en la misma. Las medidas de consistencia del diseño mencionadas fueron $v_{85} - v_d$, Δv_{85} , Δf_R , CRR y la demanda visual.

Finalmente, cabe destacar el estudio llevado a cabo por Cafiso et al. (2007). En él se presentó una metodología para la evaluación de la seguridad vial en tramos de carreteras convencionales de un carril por sentido de circulación que utiliza tanto procedimientos analíticos relacionados con modelos de consistencia del diseño geométrico como procesos de inspección de seguridad vial.

Para ello, desarrollaron un índice de seguridad (SI) que mide cuantitativamente la seguridad vial relativa de un tramo de carretera. El SI se formula combinando tres componentes de riesgo: la exposición al riesgo de los usuarios de la carretera, la probabilidad de que un vehículo se vea envuelto en un accidente, es decir la frecuencia de los accidentes, y las consecuencias de los accidentes cuando estos ocurren o severidad.

El factor de frecuencia de accidentes depende del nivel de seguridad del segmento de la carretera. Este factor se determina mediante el producto de dos factores. El primero de ellos se obtiene a partir de inspecciones de seguridad y el segundo mediante evaluaciones de consistencia de diseño y comprobación del cumplimiento de los estándares de diseño.

El último de los factores, el factor de severidad de accidentes pretende ser un ratio entre el número de accidentes fatales o con heridos graves y el número total de accidentes. En su cómputo se consideran dos factores: la velocidad de operación y el riesgo del entorno.

En la investigación llevada a cabo por Cafiso et al. (2007), se evaluaron 30 tramos, comparando su índice de seguridad con la estimación de los accidentes mediante el Método Empírico de Bayes, arrojando una relación con un R2 igual a 77%, siendo este valor considerablemente alto.

3. Velocidad de operación

Como se ha visto anteriormente, la consistencia del diseño geométrico juega un papel muy importante sobre la seguridad vial. Igualmente, se ha descrito cómo los métodos más utilizados para su medición se basan en evaluar la velocidad de operación.



Para su aplicación, la velocidad de operación V85 se define como el percentil 85 de la distribución de velocidades desarrolladas por los conductores en condiciones de flujo libre en un tramo de carretera. La representación de la velocidad de operación a lo largo de una carretera permite identificar problemas locales, así como facilitar los estudios en el tramo.

Esta velocidad no puede ser conocida a priori en la fase de diseño de la carretera, por lo que se han desarrollado diferentes estudios, con relativo éxito, para estimar dicho valor en función de las características geométricas (sí definidas en la fase de estudio). Se han desarrollado expresiones para estimar la velocidad de operación fundamentalmente en rectas y curvas, además de diferentes tasas de aceleración y deceleración. Existe una gran cantidad de modelos, debido a las grandes diferencias en la velocidad de operación en función de la región geográfica.

En este apartado se presenta tanto el concepto de velocidad de operación como una visión general de los distintos modelos que pueden encontrarse en la literatura referentes a carreteras de dos carriles de circulación, considerando tanto el elemento geométrico cuya velocidad de operación se pretende estimar como el procedimiento para la obtención del modelo.

3.1. Concepto

La AASHTO define la velocidad de operación como *“la máxima velocidad media a la que un conductor puede circular en una sección dada de vía bajo condiciones favorables de meteorología, condiciones predominantes de tráfico y sin exceder la velocidad segura en ningún momento, determinada ésta mediante la velocidad de diseño basada en un análisis por tramos de la vía”*.

La anterior definición no posibilita ninguna aplicación práctica en el diseño de carreteras, por lo que para su aplicación usualmente se recurre al percentil 85 de la distribución de velocidades a la que operan los vehículos ligeros en condiciones de circulación libre y sin restricciones ambientales. El percentil 85 es el más empleado debido a que representa aproximadamente la velocidad considerada segura a la que operan los conductores. Sin embargo, se han llevado a cabo algunas investigaciones considerando otros percentiles, como posteriormente se comentará. De hecho, diferentes estudios (Tarris et al., 1996; Fitzpatrick et al., 2003; Figueroa y Tarko, 2007) han considerado la utilización de la distribución completa de la velocidad de operación.

Por otra parte, las hipótesis asumidas en este tipo de reducción son en su mayor parte derivadas de la consideración de que la velocidad de operación sigue una distribución muy similar que viene regida por unas pocas variables. Haciendo caso a esta hipótesis, se llega a la conclusión de que el percentil de operación estudiado hará referencia a un tipo de comportamiento en cuanto a conducción.

Igualmente, los diferentes percentiles de velocidad de operación pueden ser modelados me-

diante expresiones que consideran diferentes variables. Ello implica también que el conductor representativo de cada una de estas velocidades se caracteriza por diversos parámetros, identificándose cada uno de ellos por distintos “estilos” de conducción.

Un ejemplo de esta conclusión es el diferente comportamiento de los percentiles 85 y 95 de operación en una pendiente. A medida que aumenta la pendiente de una vía, la velocidad de percentil 85 disminuye. Sin embargo, la de percentil 95 no lo hace (en los intervalos habituales de variación), lo cual es debido a que los vehículos operantes en el rango entre el 85% y el 95% presentan unas prestaciones mecánicas mucho mayores que el resto.

Para solventar un diseño infraestimado, se suelen emplear velocidades de diseño obtenidas a partir de la velocidad de percentil 85, a la que se le ha sumado 10 ó 20 km/h, obteniendo así una velocidad de operación de mayor percentil y validando el diseño.

Por otra parte, el percentil 95 está considerado también (aunque en menor medida que el anterior) como un percentil representativo de la velocidad máxima segura a la que pueden circular los vehículos. Por ello, también se recurre a dicho percentil en ocasiones para completar el diseño de un elemento geométrico. Por ejemplo, en el dimensionamiento de los acuerdos verticales convexos, para evitar pérdidas de visibilidad, estos suelen acomodarse para cumplir los requerimientos mínimos de visibilidad con el percentil 95 de la velocidad de operación. Además, en el diseño de curvas horizontales también se recomienda el empleo del percentil 95 de la velocidad de operación estimada.

Finalmente, el percentil 50 de la velocidad de operación no tiene importancia desde el punto de vista del diseño, empleándose más como una variable estadística. Debido a que su valor no viene condicionado por características operacionales, mecánicas de los vehículos o psicológicas de los conductores, su variabilidad es mucho mayor que la de los percentiles anteriores.

La estimación de la velocidad de operación en carreteras aún a una serie de dificultades, siendo la fundamental el hecho de que es un gran número de variables, de muy diversas índoles, el que condiciona este fenómeno. No sólo influyen variables geométricas, sino también cualitativas, externas, del propio conductor. Se han realizado numerosos estudios con el objetivo de identificar estas variables. A continuación, se presentan, clasificadas en categorías, las variables más influyentes sobre la velocidad de operación.

- **Geométricas asociadas al trazado de la vía.** Tales como el radio de una curva o la longitud de una recta.
- **No geométricas también asociadas al trazado.** Su consideración es más complicada en los modelos. Ejemplos: ancho de los carriles, visibilidad lateral.
- **Variables relacionadas con los conductores individuales.** Son las más difíciles de identificar y estimar, y las causantes de la variabilidad residual en modelos de predicción de velocidades de operación. Son fundamentalmente de variables asociadas a la psicología y



a las condiciones particulares de cada conductor, como el conocimiento de la vía, propósito del viaje, etc.

3.2. Estimación de la velocidad de operación

Con el fin de facilitar la evaluación del diseño geométrico de un proyecto de carreteras se han desarrollado distintos modelos que pretenden estimar la velocidad de operación en función de las características geométricas de la carretera. De esta forma puede evaluarse la consistencia del diseño geométrico durante la fase de proyecto o de planeamiento.

Fundamentalmente, existen modelos para estimar la velocidad en secciones curvas y en rectas. Para posteriormente configurar un perfil de velocidad de operación (representación gráfica de la velocidad de operación a lo largo del trazado de una carretera) existen tasas de aceleración y deceleración. Sin embargo, el formato del modelo, las variables independientes y los coeficientes de regresión son sustancialmente diferentes de un modelo a otro. Este hecho puede ser el resultado de las diferencias en el comportamiento de los conductores de una región a otra y subraya el hecho de que un único modelo no puede ser universalmente aceptado.

Existen diferentes modelos de estimación de las velocidades de operación. La principal clasificación puede ser en discretos o continuos.

Los **modelos discretos** son aplicables a una alineación en particular (una curva circular horizontal, un acuerdo o una recta), y proporcionan un valor de velocidad de operación para dicha alineación. Generalmente el resultado es un valor discreto, aunque algunos modelos discretos pueden proporcionar valores no uniformes.

Los **modelos continuos**, al contrario que los anteriores, no se aplican en una alineación en particular, sino en un tramo de vía compuesto por diferentes alineaciones concatenadas. Para ello suele hacer uso de modelos discretos, para unirlos según diferentes normas, configurando un perfil de velocidad continuo a lo largo de todo el trazado. De este modo, recibe el nombre de perfil de velocidad de operación la representación gráfica de la estimación de las velocidades de operación a lo largo de cierto trazado.

3.2.1. Modelos para la estimación de velocidad en curvas

La mayor parte de los estudios realizados encaminados a establecer una relación entre las velocidades de operación y elementos discretos del trazado se centran sobre las curvas. Son, además, los modelos que mayor índice de correlación alcanzan.

Para su desarrollo se consideran generalmente como hipótesis de partida que la velocidad de operación es constante a lo largo de toda la curva circular. Además, la velocidad de operación utilizada en la calibración del modelo y la estimada por él suele ser la del punto medio de la

curva, considerando que en él se presenta la velocidad mínima de la curva.

Ambas hipótesis son falsas, aunque, según algunos estudios, la desviación de la realidad no es importante desde un punto de vista estadístico.

Estas hipótesis se han asumido recurridamente debido a que la toma de datos para obtener estas relaciones suele llevarse a cabo en sitios puntuales, siendo el punto central de la curva el más indicado en este caso, suponiéndose la velocidad constante en el resto. Ello, sin embargo, presenta el problema de que no se garantiza que la velocidad escogida sea la mínima, además de que no es cierto que se mantenga la velocidad constante dentro de la curva. Los errores cometidos no son excesivamente grandes, por lo que suelen admitirse estos procedimientos. Los modelos más avanzados están basados en procedimientos diferentes de toma de datos.

En cuanto a las variables de las que depende la velocidad de operación en las curvas horizontales, el radio y sus derivados (grado de curvatura) son las que mayor significancia estadística presentan. De hecho, en el estudio de las curvas horizontales la mayoría de los modelos suelen contar con la variable radio (o grado de curvatura), ya que con expresiones muy sencillas se consigue un alto grado de correlación.

En la tabla 4 se presenta una relación de los modelos más relevantes para la estimación de la velocidad de operación en curvas horizontales en los que se ha considerado únicamente el radio o el grado de curvatura.

Año	Autor (es)	Modelo	R ²
1954	Taragin	$v_{85} = 88.87 - \frac{2554.76}{R}$	0.86
1981	McLean	$v_{85} = 101.2 - \frac{2730}{R}$	0.87
1986	Glennon et al.	$v_{85} = 103.96 - \frac{4524.94}{R}$	0.84
1986	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 94.39 - \frac{3189.94}{R}$	0.79
1988	Lamm et al.	$v_{85} = 94.398 - \frac{3188.656}{R}$	0.790
1990	Kanellaidis et al.	$v_{85} = 109.09 - \frac{3837.55}{R}$	0.647
1990	Kanellaidis et al.	$v_{85} = 129.88 - \frac{623.1}{\sqrt{R}}$	0.777
1993	Ottesen	$v_{85} = 103.64 - \frac{3400.73}{R}$	0.80
1994	Ottesen y Krammes	$v_{85} = 103.70 - \frac{3403}{R}$	0.800



1994	Morrall y Talarico	$v_{85} = e^{4.564 - 0.00586 \cdot DC}$	0.631
1994	Islam y Seneviratne	$v_{85} = 103.03 - \frac{4208.76}{R} - \frac{36597.92}{R^2}$	0.98
1995	Krammes et al.	$v_{85} = 103.66 - 1.95 \cdot DC$	0.800
1999	Lamm et al	$v_{85} = 95.594 - 1.597 \cdot DC$	0.787
1999	Pasetti y Fambro	$v_{85} = 103.90 - \frac{3020.50}{R}$	0.680
2000	Ottesen y Krammes (Modelo 1)	$v_{85} = 103.66 - 1.95 \cdot DC$	0.800

Donde:

R :radio (m)

DC :grado de curvatura (° por 100 pies de arco)

Tabla 4. Modelos para curvas dependientes del radio o del grado de curvatura.

En algunos estudios, se han desarrollado modelos similares a los anteriores pero considerando la influencia de otros condicionantes como pueden ser las características del alzado o la anchura de los carriles, dando como resultado las familias de modelos que se muestran en la tabla 5.

Año	Autor (es)	Modelo	Condiciones	R ²
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 89.55 - \frac{2862.69}{R}$	LW=3.0 m	0.753
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 93.83 - \frac{2955.40}{R}$	LW=3.3 m	0.746
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 96.15 - \frac{2803.70}{R}$	LW=3.6 m	0.824
1994	Islam y Seneviratne	$v_{85} = 95.41 - 1.48 \cdot DC - 0.012 \cdot DC^2$	Comienzo	0.990
1994	Islam y Seneviratne	$v_{85} = 103.30 - 2.41 \cdot DC - 0.029 \cdot DC^2$	Punto medio	0.980
1994	Islam y Seneviratne	$v_{85} = 96.11 - 1.07 \cdot DC$	Final	0.980
1996	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 102.10 - \frac{3077.13}{R}$	$-9\% \leq G < -4\%$	0.58
1996	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 105.98 - \frac{3709.90}{R}$	$-4\% \leq G < 0\%$	0.76
1996	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 104.82 - \frac{3574.51}{R}$	$0\% \leq G < 4\%$	0.76
1996	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 96.61 - \frac{2752.19}{R}$	$4\% \leq G < 9\%$	0.53
1996	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 105.32 - \frac{3438.19}{R}$	Acuerdo cóncavo	0.92
1996	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 103.24 - \frac{3576.51}{R}$	Acuerdo convexo	0.74
2000	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 106.30 + \frac{3595.29}{R}$	$0\% \leq G < 4\%$ ó HC+ cóncavo	0.920

2000	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 96.46 - \frac{2744.49}{R}$	$4\% \leq G < 9\%$	0.560
2000	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 100.87 - \frac{2720.78}{R}$	$-9\% \leq G < 0\%$	0.590
2000	Fitzpatrick et al.	$v_{85} = 101.90 - \frac{3283.01}{R}$	Acuerdo convexo	0.780

Donde:

R :radio (m)

DC :grado de curvatura (° por 100 pies de arco)

LW :ancho de carril

G :pendiente

Tabla 5. Modelos para curvas dependientes del radio o grado de curvatura, considerando otras variables.

Estos constituyen los modelos más sencillos y más utilizados. Sin embargo, modelos más completos incluyen también otras variables, como el ángulo de deflexión o la longitud de la curva; e incluso en ocasiones variables no geométricas, como la velocidad en la recta anterior.

A continuación se resume en forma de tabla los modelos más conocidos, ordenados cronológicamente, para la estimación de la velocidad en curvas a partir de varias variables.

Año	Autor (es)	Modelo	R ²
1981	McLean	$v_{85} = 53.80 + 0.464 \cdot v_f - \frac{3260}{R} + \frac{85000}{R^2}$	0.92
1982	Kerman et al.	$v_{85} = v_a - \frac{v_a^3}{398 \cdot R}$	0.91
1986	Setra	$v_{85} = (102/1 + 346/(57.300/CCR)^{-1.5})$	N/A
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 93.85 - 0.045 \cdot CCR$	0.787
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 55.84 - \frac{2809.32}{R} + 0.634 \cdot LW + 0.053 \cdot SW + 0.0004 \cdot IMD$	0.842
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 95.6 - 0.04866667 \cdot CCR$	0.820
1990	Kanellaidis et al.	$v_{85} = 32.20 + 0.839 \cdot v_d + \frac{2226.9}{R} - \frac{533.6}{\sqrt{R}}$	0.925
1993	Lamm	$v_{85} = \frac{10^6}{8270} + 7.20 \cdot CCR$	0.730
1993	Krammes et al.	$v_{85} = 102.44 - \frac{274.81}{R} + 0.012 \cdot L_C - 0.10 \cdot I$	0.82
1994	Ottesen y Krammes	$v_{85} = 103.04 - 0.0477 \cdot CCR$	0.800
1995	Krammes et al.	$v_{85} = 102.45 - 1.57 \cdot DC + 0.0037 \cdot L_C - 0.10 \cdot DF$	0.820
1995	Krammes et al.	$v_{85} = 41.62 - 1.29 \cdot DC + 0.0049 \cdot L_C - 0.12 \cdot DF + 0.95 \cdot v_T$	0.900

1995	Lamm et al.	$v_{85} = \frac{10^6}{10150.1} + 7676 \cdot CCR$	0.810
1995	Choueiri et al.	$v_{85} = 91.03 - 0.050 \cdot CCR$	0.810
1996	Voigt	$v_{85} = 99.61 - \frac{2951.37}{R} + 0.014 \cdot L_C - 0.13 \cdot DF + 71.82 \cdot e$	0.84
1997	McFadden y Elefteriadou	$v_{85} = 41.62 - 1.29 \cdot DC + 0.0049 \cdot L_C - 0.12 \cdot DF + 0.95 \cdot v_T$	0.90
1999	Lamm et al.	$v_{85} = e^{4.561 - 0.000585555 \cdot CCR}$	0.630
2000	Ottesen y Krammes (Modelo 2)	$v_{85} = 102.44 - 1.57 \cdot DC - 0.012 \cdot L_C - 0.01 \cdot DC \cdot L_C$	0.810
2000	McFadden y Elefteriadou	$85 \text{ MSR} = -14.90 + 0.144 \cdot v_T - \frac{954.55}{R} + 0.0153 \cdot L_T$	0.712
2000	McFadden y Elefteriadou	$85 \text{ MSR} = -0.812 + \frac{998.19}{R} + 0.017 \cdot L_T$	0.603
2005	Crisman et al.	$v_{85} = 48.447 - \frac{4995.01}{R} + \frac{163893.24}{R^2} + 0.5598 \cdot v_d$	0.88

Donde:

R : radio (m)

L_C : longitud de la curva (m)

CCR : tasa de cambio de curvatura ($^{\circ}/\text{km}$)

DC : grado de curvatura ($^{\circ}$ por 100 pies de arco)

DF : ángulo de deflexión ($^{\circ}$)

e : peralte (%)

L_T : longitud de la recta precedente (m)

LW : ancho de carril (m)

SW : ancho de arcén (m)

IMD : intensidad media diaria (veh/día)

v_d : velocidad deseada (km/h)

v_T : percentil 85 de la velocidad de la recta precedente (km/h)

v_F : percentil 85 de la velocidad en recta basada en la velocidad de diseño y en el terreno (km/h)

Tabla 6. Modelos para curvas dependientes de varias variables.

Al igual que en el caso de los modelos más sencillos en los que la velocidad de operación se estima únicamente en función del radio, al utilizar más variables explicativas algunos estudios han desarrollado familias de modelos, en función del ancho de carril y de la tipología del elemento anterior a la curva, como las que se muestran en la tabla 7.

Año	Autor (es)	Modelo	Condiciones	R ²
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 88.72 - 0.084 \cdot CCR$	LW=3.0 m	0.846
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 92.69 - 0.080 \cdot CCR$	LW=3.3 m	0.731
1987	Lamm y Choueiri	$v_{85} = 95.77 - 0.076 \cdot CCR$	LW=3.6 m	0.836
2000	Andueza	$v_{85} = 98.25 - \frac{2795}{R} - \frac{894}{R_a} + 7.486 \cdot DC + 9.308 \cdot L_T$	Elemento anterior: curva horizontal	0.840
2000	Andueza	$v_{85} = 100.69 - \frac{3032}{R} + 27.819 \cdot L_T$	Elemento anterior: recta	0.850

Donde:

R : radio (m)

R_a : radio de la curva anterior (m)

L_T : longitud de la recta precedente (m)

CCR : tasa de cambio de curvatura (°/km)

DC : grado de curvatura (° por 100 pies de arco)

Tabla 7. Modelos para curvas dependientes de varias variables por condicionantes.

Todos los modelos anteriormente presentados dan como resultado de la estimación un único valor para la velocidad en la curva. Sin embargo, hay otros modelos que no aceptan la hipótesis de que la velocidad se mantiene constante a lo largo de la curva. Este es el caso del estudio realizado por Islam y Seneviratne (1994). En este caso, debido a la imposibilidad de registrar un perfil empírico continuo, se calibraron tres modelos: uno al inicio, otro en el punto medio y otro al final de la curva horizontal, con coeficientes de determinación muy elevados: 99%, 98% y 90%.

Las expresiones finalmente calibradas fueron las siguientes:

1. Punto inicial: $v_{85} = 95.41 - 1.48 \cdot DC - 0.012 \cdot DC^2$

2. Punto intermedio: $v_{85} = 103.30 - 2.41 \cdot DC - 0.029 \cdot DC^2$

3. Punto final: $v_{85} = 96.11 - 1.07 \cdot DC$

Otro modelo que proporciona estimación de la velocidad de operación en varios puntos de la curva es el de Gibreel et al. (2001). Este modelo se centra en la combinación de curvas horizontales con acuerdos verticales, calibrando cinco modelos de velocidad de operación para cinco puntos diferentes de la curva:

- Punto 1. Situado en la recta precedente, entre 60 y 80 metros antes del inicio de la curva de transición (donde el conductor debe anticipar el efecto de la alineación vertical).
- Punto 2. Situado en el contacto entre la curva de transición inicial y la curva circular, en la dirección del recorrido (SC).
- Punto 3. Situado en el punto medio de la curva circular (MC).



- Punto 4. Se encuentra en el encuentro de la curva circular con la curva de transición final, en el sentido del recorrido (CS).
- Punto 5. Situado en la recta de salida, a una distancia de entre 60 y 80 metros del punto de finalización de la curva de transición final (el conductor está todavía influenciado por la curva horizontal y el acuerdo).

De este modo y de forma más extensa que en el estudio de Islam y Seneviratne (1994), se consiguió desarrollar un perfil pseudo-continuo de la velocidad de operación en las curvas.

Se calibraron dos grupos de modelos para acuerdos cóncavos: un primer grupo teniendo en cuenta únicamente características locales, y un segundo grupo considerando también la velocidad de aproximación, es decir, la velocidad medida en el punto 1. Los coeficientes de determinación varían entre 0,79 y 0,98.

El procedimiento seguido para los acuerdos convexos fue similar al empleado para acuerdos cóncavos. En este caso el coeficiente de determinación varía entre 0,83 y 0,98. Igualmente en los modelos del segundo grupo la influencia de la velocidad de la recta precedente era significativa.

Los modelos anteriores dan como resultado estimaciones del percentil 85 de la velocidad de operación, mientras que Jessen et al. (2001) no se centran únicamente en el percentil 85, sino que también calibra los percentiles 50, 85 y 95 de la velocidad de operación en el punto medio de la curva. De este modo se consigue, sin alcanzar la continuidad, tener un mejor conocimiento de la operación del tráfico.

Los modelos finalmente obtenidos fueron los siguientes:

Por otra parte, Nie y Hassan (2007) analizaron el comportamiento de los conductores en las

$$\begin{aligned}v_{50} &= 67.4 - 0.1126 \cdot \Delta + 0.02243 \cdot L + 0.276 \cdot v_p \\v_{85} &= 103.3 - 0.1253 \cdot \Delta + 0.0238 \cdot L - 1.039 \cdot g_1 \\v_{95} &= 113.9 - 0.122 \cdot \Delta + 0.0178 \cdot L - 0.00184 \cdot IMD\end{aligned}$$

Donde:

v_i : Media de velocidad de percentil i (km/h)

Δ : ángulo de deflexión (deg)

L : longitud de la curva m

v_p : velocidad límite (km/h)

g_1 : pendiente de aproximación %

IMD : Intensidad Media Diaria

curvas horizontales a partir de datos tomados mediante equipos de seguimiento continuo sobre los vehículos circulando en un circuito cerrado. Con ello se consiguió calibrar un gran número de modelos (tabla 8).

Nº	Modelo	R ²
Todas las curvas		
1	$v_{85 AT} = 81.782 + 0.086 \cdot L_{AT}$	0.661
2	$v_{85 BC} = 108.132 - 0.090 \cdot CCR$	0.714
3	$v_{85 MC} = 108.357 - 0.097 \cdot CCR$	0.860
4	$v_{85 EC} = 102.238 - 0.092 \cdot CCR + 0.039 \cdot L_{DT}$	0.938
5	$v_{85 DT} = 78.690 - 0.00001127 \cdot R^2 + 0.066 \cdot L_{DT}$	0.857
6	$85MSR = 17.857 - 0.080 \cdot L_{DT} + 7.324 \cdot DFC$	0.729
7	$85MSI = -0.410 - 0.078 \cdot L_{DT}$	0.715
Curvas con recta de aproximación independiente		
8	$v_{85 BC} = 30.563 - 10.582 \cdot \ln R$	0.776
9	$v_{85 MC} = 110.386 - \frac{6856.213}{R}$	0.908
10	$v_{85 EC} = 111.404 - \frac{7360.698}{R}$	0.868
11	$v_{85 DT} = 76.486 - 0.127 \cdot L_{DT}$	0.767
12	$\Delta v_{85} = -5.326 - 0.073 \cdot CCR$	0.574
13	$\Delta_{85} v = -4.540 + 0.088 \cdot CCR$	0.749
14	$85MSR = -0.658 + 0.107 \cdot CCR$	0.760

Donde:

v_{85} : velocidad de operación en la recta de aproximación, 100 metros antes del comienzo de la curva horizontal (incluidas las de transición), o, si no existe suficiente longitud, en el comienzo de dicha recta.

v_{85DT} : velocidad de operación en la recta de salida, 100 m después de la finalización de la curva horizontal (curvas de transición incluidas), o, si es de insuficiente longitud, en el punto final de dicha recta.

v_{85} : velocidad de operación en el comienzo de la curva circular.

v_{85} : velocidad de operación en el punto medio de la curva circular.

v_{85} : velocidad de operación en el punto final de la curva circular.

Δv_{85} : diferencial de velocidad de operación entre v_{85AT} y v_{85MC} .

Δ_{85} : diferencial calculado como el percentil 85 de las diferencias individuales entre los puntos AT y MC para cada conductor.

$85M$: diferencial de percentil 85 de las máximas reducciones de velocidad, tomada cada reducción como la diferencia entre la máxima velocidad en la recta y la mínima en la curva.

$85M$: diferencial de percentil 85 de los máximos incrementos de velocidad, tomados como la diferencia entre la mínima velocidad en la curva horizontal y la máxima en la recta de partida.

R : radio de la curva circular (m).

Δ : ángulo de deflexión (rad).

C : tasa de cambio de curvatura (gon/km).

L : longitudes de las rectas de llegada y salida (m).

Tabla 8. Ecuaciones obtenidas por Nie y Hassan (2007).

Finalmente, cabe destacar el modelo desarrollado por Bonneson y Pratt (2009) ya que no sólo considera vehículos ligeros, sino también vehículos pesados. Este modelo está basado en la hipótesis de que el conductor varía su demanda de rozamiento transversal en un intento por mantener su seguridad y la eficiencia del viaje.

Usualmente, el intervalo utilizado para diferenciar entre vehículos en flujo libre y condicionados es 5 segundos. Sin embargo, el intervalo considerado en este modelo fue de 7 segundos para vehículos ligeros y 3 segundos para pesados.

Se presentaron dos modelos, uno para la estimación de la velocidad en curva correspondiente al percentil 85 ($R^2 = 0.97$) y otro para la estimación de la velocidad media en la curva ($R^2 = 0.98$), basados en 82 observaciones (41 para vehículos ligeros y 41 para vehículos pesados).

$$V_{c,85} = \left(\frac{15.0 \cdot R_p \cdot (0.196 - 0.00106 \cdot V_{t,85} + 0.000073 \cdot V_{t,85}^2 - 0.0150 \cdot I_{tk} + e/100)}{1 + 0.00109 \cdot R_p} \right)^{0.5} \leq V_{t,85}$$

$$V_{c,a} = \left(\frac{15.0 \cdot R_p \cdot (0.112 - 0.0006 \cdot V_{t,a} + 0.000091 \cdot V_{t,a}^2 - 0.0108 \cdot I_{tk} + e/100)}{1 + 0.00136 \cdot R_p} \right)^{0.5} \leq V_{t,a}$$

Donde:

$V_{c,85}$: percentil 85 de la velocidad en curva (mph)

$V_{t,85}$: percentil 85 de la velocidad en rectas (mph)

$V_{c,a}$: velocidad media en curvas (mph)

$V_{t,a}$: velocidad media en rectas (mph)

R_p : radio de la trayectoria (pies)

I_{tk} : indicador variable para vehículos pesados (=1 si el modelo se utiliza para vehículos pesados y =0 si no)

e : peralte (%)

En España, Castro et al. (2008), dentro de un estudio para el análisis de la seguridad de las carreteras utilizando sistemas de información geográfica, desarrollaron un modelo para la estimación de la velocidad de operación en curvas a partir de una muestra de 18 elementos, teniendo el radio como variable explicativa y un R^2 de 0.75.

$$v_{85} = 120.16 - \frac{5596.72}{R}$$

Por otra parte, Pérez et al. (2010) presentaron una nueva metodología de toma de datos de velocidades que permite el registro de perfiles continuos de velocidad. Con estos datos, no se limitaron a desarrollar un modelo que estime la velocidad en el punto medio de la curva sino que el modelo desarrollado estima la velocidad de operación mínima en curva. Tras la observación de 43 curvas se desarrollaron tres modelos para la estimación de la velocidad de operación. Los dos primeros no tienen limitaciones, salvo las que vienen dadas por el rango propio de los datos con los que han sido calibrados.

$$v_{85} = 97.4254 - \frac{3310.94}{R} \quad R^2 = 0.76$$

$$v_{85} = \frac{1}{0.00948323 + 0.000015201 \cdot CCR} \quad R^2 = 0.79$$

Donde:

R : radio de la curva horizontal (m)

CCR : tasa de cambio de curvatura en la curva incluyendo clotoides (gon/km)

El tercer modelo fue desarrollado para curvas con radio inferior a 400m por la tendencia observada en los datos registrados.

$$v_{85} = 102.048 - \frac{3990.26}{R} \quad R^2 = 0.84$$

3.2.2. Modelos para la estimación de velocidad en rectas

La estimación de la velocidad de operación en rectas es más compleja y menos precisa que en curvas debido, fundamentalmente, a que no hay una aceleración lateral que compensar, y por tanto, el riesgo de salirse de la vía no entra dentro de la elección de la velocidad por parte de los conductores. Esto hace que esta elección de la velocidad se base en otros criterios, como puede ser la sección transversal, el entorno de la vía, el tráfico existente, o la geometría general del tramo (longitud de la recta, o curvatura del tramo, por citar algunos ejemplos). Además, al no estar estos criterios tan relacionados con la posibilidad de sufrir un accidente, son interpretados por los conductores de formas muy diversas, lo que conlleva a que la dispersión de las velocidades en rectas es mucho mayor que en curvas, además de que su valor promedio también es superior.

Por todo ello, los modelos de velocidad para rectas presentan mucha menor correlación que los modelos de curvas, debido a la falta de variables geométricas concretas en las que centrarse. Esta falta de variables no sólo provoca modelos mucho más heterogéneos que para las curvas, sino que el número de los mismos es mucho menor, y la variabilidad finalmente explicada es mucho más reducida que en el otro caso.

En el estudio de las velocidades de operación en rectas se pueden distinguir dos tipos de rectas:

- Rectas independientes: son rectas con una longitud suficiente para que los conductores puedan alcanzar su velocidad deseada, es decir, en estas rectas los factores que afectan a la elección de la velocidad no son específicamente geométricos, sino que pueden ser variables como la sección transversal, el entorno de la vía y el tráfico. La dispersión en estos casos es máxima y los modelos obtenidos por diversas investigaciones son mucho menos concluyentes y con unos coeficientes de determinación menos precisos.
- Rectas no independientes: son de menor longitud, de tal forma que los conductores no llegan a desarrollar su velocidad deseada por estar coartados por el carácter geométrico general de la vía o, al menos, por las alineaciones anterior y/o siguiente. En estos casos la dispersión de las velocidades es menor, existiendo algunos modelos de estimación de la velocidad que consideran algunas variables geométricas, como la longitud o los radios de las curvas adyacentes.

Para la estimación de la velocidad de operación en rectas, especialmente en las independientes, existen ciertos modelos de velocidad de operación cuyo único resultado es un valor estático para cualquier recta. Por ello, la velocidad finalmente alcanzada es totalmente indepen-



diente de las condiciones de la recta, incluso de las condiciones del tramo que la comprende o de las condiciones de contorno de la misma pero sirve como base para el desarrollo de modelos de perfiles de velocidad de operación.

Los modelos estáticos más conocidos son:

Modelo de Ottesen y Krammes (2000). $v_T = 97.9 \text{ km/h}$.

Modelo de Fitzpatrick y Collins (2000): $v_T = 100 \text{ km/h}$.

Modelo de Easa (2003): $v_T \in (94,104) \text{ km/h}$, estimándose aproximadamente en 100 km/h en vías convencionales con velocidad límite de 90 km/h.

Otros estudios han sido más ambiciosos y han intentado calibrar un modelo para la estimación de la velocidad de operación en rectas en función de distintas variables geométricas.

En este sentido, Fitzpatrick et al. (2000) realizaron un estudio gráfico y estadístico para el estudio de la dependencia de la velocidad de operación en rectas independientes de distintas variables, distinguiendo entre índices de trazado y otras variables adicionales como la pendiente longitudinal, ancho de calzada, peligrosidad del entorno, densidad de accesos y velocidad límite.

Del estudio gráfico se obtuvieron ciertas conclusiones lógicas al observar la tendencia de la velocidad respecto a ciertas variables, indicando por ejemplo que la velocidad decrece al aumentar el CCR, el índice del grado de curvatura, el radio medio, el CCR vertical y el CCR combinado, mientras que aumenta al aumentar la longitud de la recta. Sin embargo, a pesar de las tendencias observadas, tras el estudio estadístico se comprobó que ninguna de las variables era estadísticamente significativa.

Por ello, la recomendación final del estudio fue emplear, como estimación, la velocidad media de las rectas de longitud mayor que 200 metros de la región geográfica a la que vaya a pertenecer la carretera. En caso de tener un caso de total generalidad, se recomienda emplear la velocidad media (97.9 km/h).

Ese mismo año, Polus et al. tomaron datos de velocidades en rectas y en el punto medio de las curvas adyacentes y calcularon el percentil 50 y 85 de la velocidad de operación y la desviación típica. Debido al gran número de variables, se optó por realizar dos modelos: uno considerando únicamente las variables que más correlación presentan y otro considerando también las variables de menor correlación (variables secundarias). Tanto las variables primarias como las secundarias son estadísticamente significativas.

La variable considerada crítica es la longitud de la recta. Otras variables consideradas importantes son la velocidad límite, la curvatura antes y después de la recta, las características de aceleración y desaceleración, pendiente y orografía, ancho de la vía, pendientes laterales, y la existencia de curvas de transición. Además, se definió una nueva variable, llamada geometric measure. Este parámetro se define de diferente forma dependiendo de si la longitud de la recta supera cierto umbral t .

$$GM_S = \frac{R_1 + R_2}{2}; L_T < t$$

$$GM_L = \frac{\left[L_T \cdot (R_1 \cdot R_2)^{\frac{1}{2}} \right]}{100}; L_T \geq t$$

Donde:

R_1 : radio de la curva anterior

R_2 : radio de la curva posterior

L_T : longitud de la recta

Se estudiaron varios modelos que relacionaban la velocidad de operación con las variables anteriores. Los modelos que más correlación presentaron fueron los siguientes:

$$v_{85} = v_{max} - \frac{a}{e^{b \cdot GM_i}}$$

$$v_{85} = c \cdot \ln(L_T) + d$$

$$v_{85} = m - \frac{m}{GM_i}$$

Donde:

v_{85} : velocidad de operación (km/h)

v_{max} : velocidad máxima (km/h)

GM_i : *geometric measure* ($i=S$ para rectas cortas e $i=L$ para rectas largas)

L_T : longitud de la recta (m)

a, b, c, d, m : coeficientes de ajuste

Se calibraron dos modelos dependientes de la variable GM, en función del valor de la misma. Los dos modelos son los siguientes:

$$v_{85} = 102.5 - \frac{37.34}{e^{0.00888 \cdot GM_L}}; GM_L \leq 200; R^2 = 0.332$$

$$v_{85} = 105.00 - \frac{21.30}{e^{0.00092 \cdot GM_L}}; GM_L \leq 1000; R^2 = 0.228$$

Como puede observarse, ambos presentan una correlación bastante baja. Es por ello que se decidió proceder a otro tipo de calibración. Se dividieron las vías en cuatro grupos, según las condiciones del radio inicial, final y la longitud de la recta. Estos grupos y los modelos calibrados fueron los siguientes:

- Grupo 1. Tanto el radio de la curva anterior como el de la siguiente presentan un radio inferior o igual a 250 metros. La longitud de la recta intermedia es menor de 150 metros.

$$v_{85} = 101.11 - \frac{3420}{GM_S}; R^2 = 0.553$$

- Grupo 2. Los radios son pequeños (como en el caso anterior), pero la longitud de la recta intermedia está entre 150 y 1.000 metros. Como puede deducirse, las velocidades en las



zonas cercanas a las curvas estarán controladas por los radios, pero dentro de la recta los conductores tenderán a acelerar independientemente de dichos radios.

$$v_{85} = 98.405 - \frac{3184}{GM_L}; R^2 = 0.684$$

$$v_{85} = 105.00 - \frac{28.107}{e^{0.00108 \cdot GM_L}}; R^2 = 0.742$$

- Grupo 3. Los radios para cada una de las curvas son mayores de 250 metros, y la longitud de la recta intermedia entre 150 y 1.000 metros. La velocidad viene determinada por condiciones de la propia recta. Para ser incluida una geometría en este grupo, el mínimo valor de GML es 1.500 y el máximo 7.500. Para este grupo no se pudieron identificar modelos adecuados, debido a la gran variabilidad de los resultados. El modelo mejor calibrado fue el siguiente:

$$v_{85} = 97.73 - 0.00067 \cdot GM; R^2 = 0.2$$

- Grupo 4. La longitud de la recta es superior a 1.000 metros y el radio es razonable (no viola los criterios de diseño).

$$v_{85} = 105.00 - \frac{22.953}{e^{0.00012 \cdot GM_L}}; R^2 = 0.838$$

En este modelo las principales variables estudiadas fueron geométricas, mientras que en el estudio de Jessen et al. (2001), en el que se analizaron 40 emplazamientos, se incluyeron en el análisis variables relacionadas con otras velocidades.

Como resultado al mismo, no sólo se obtuvo una expresión para la velocidad de operación de percentil 85, sino que también se calibraron modelos para estimar la velocidad de operación en otros percentiles.

$$v_{50} = 51.7 + 0.508 \cdot v_p$$

$$v_{85} = 70.2 + 0.434 \cdot v_p - 0.001307 \cdot IMD$$

$$v_{95} = 84.4 + 0.352 \cdot v_p - 0.001399 \cdot IMD$$

Donde:

v_i : velocidad de percentil i (km/h)

v_p : velocidad límite (km/h)

IMD : Intensidad Media Diaria

Otro modelo que utilizó velocidades como variables independientes fue el de Crisman et al. (2005). En él se parte de la hipótesis de que las variables que más influencia tienen sobre la velocidad de operación de una recta son la longitud de la misma y la velocidad de operación de la curva precedente, dando como resultado la siguiente ecuación.

$$v_{85} = -2.351 + 18.104 \cdot \log_{10} L + 0.585 \cdot v_{85C}$$

Donde:

v_{85} : velocidad de operación de la recta (km/h)

L : longitud de la recta (m)

v_{85C} : velocidad de operación de la curva precedente (km/h)

Este modelo sobreestima ligeramente las velocidades de operación de las rectas con longitud inferior a 200 metros, pero en general se adapta bien a cualquier recta. Este modelo depende de la velocidad deseada (calculada según el modelo de velocidad deseada de Crisman et al., 2005), aunque no directamente. Esta velocidad se encuentra implementada en el modelo que calcula la velocidad de operación en la curva precedente (según el modelo de Crisman et al., 2005, para curvas circulares). En el caso de que la velocidad resultante sea superior a la velocidad deseada (en posibles casos de rectas muy largas precedidas por curvas de radio amplio), se debe sustituir el valor por esta última.

En España, Pérez et al. (2010) presentaron un modelo para la estimación de la velocidad en rectas basado en perfiles continuos de velocidad. Las rectas utilizadas para la calibración del mismo fueron aquellas que presentaban suficiente longitud para ser independientes. De esta forma se identificaron 42 rectas que presentaban un tramo en el que la velocidad de operación se mantenía constante, sin influencia de la aceleración y la deceleración. Esta velocidad puede no coincidir con la velocidad en el punto medio de la recta que se ha utilizado en otros modelos.

El modelo desarrollado es asintótico de forma que la velocidad aumente con la longitud de la recta hasta un máximo que sería la velocidad deseada. Además, al depender del radio de la curva anterior, se consigue que el incremento de velocidad sea menor en las rectas con una curva anterior de radio amplio.

$$v_{85} = v_{85C} + (1 - e^{-\lambda \cdot L}) \cdot (v_{des} - v_{85C})$$

$$\lambda = 0.00135 + (R - 100) \cdot 7.00625 \cdot 10^{-0.6}$$

$$v_{85C} = 97.4254 - \frac{3310.94}{R}$$

$$v_{des} = 110 \text{ km/h}$$

Donde:

L : longitud de la recta (m)

R : radio de la curva anterior a la recta (m)

Este modelo presentó un R^2 de 0.52, considerablemente superior al resto de modelos desarrollados salvo aquellos en los que las rectas se han agrupado en función de distintas características.

3.2.3. Modelos para la estimación de las variaciones de velocidad en las transiciones recta-curva

Como parámetro para la estimación de la seguridad, es importante conocer, la reducción de velocidad que se da entre una alineación y la siguiente (en los casos en que la velocidad de la segunda alineación sea menor). De hecho, es más influyente sobre la siniestralidad la reducción de velocidad que se da a la salida de una recta y en la entrada de la siguiente curva que



las velocidades independientes a las que se circule por cada una de ambas alineaciones.

La variación de la velocidad de operación entre dos alineaciones puede definirse, al igual que la velocidad de operación, mediante un percentil.

Podría parecer, en un primer instante, que el percentil 85 de la reducción entre una alineación y la siguiente, de menor velocidad, es la resta de sus velocidades de operación, expresadas como percentiles 85. Si ello fuera cierto, sería posible emplear los perfiles de velocidad como estimadores de dicha reducción, y, como objetivo último, poder contar con otro parámetro que puede servir para la estimación de la seguridad.

Sin embargo, y tal y como enunció Hirsh (1987), lo comentado anteriormente no es cierto. La reducción de velocidad de percentil 85 no es la resta directa de las velocidades de percentil 85 de dos alineaciones, ya que al hacer esta operación no se está considerando a un mismo conductor en cada una de las mismas. Además, las distribuciones de velocidad de ambas alineaciones no son las mismas.

A partir de este estudio, llegaron a la conclusión de que el percentil 85 de la máxima reducción de la velocidad es sustancialmente mayor que la resta de las velocidades de percentil 85.

Existen diversos estudios encaminados a verificar realmente de qué depende la mayor o menor reducción de la velocidad a la salida de una recta y entrada a una curva. Se han definido nuevas variables e incluso se han calibrado modelos para estimar dicha reducción.

Las variables utilizadas para el estudio del diferencial de velocidad entre elementos consecutivos son:

- $\Delta_{85}V$, enunciado por primera vez por Misaghi (2003). Indica diferencial de velocidad que no es superado por el 85% de los vehículos en condiciones de flujo libre. Esta variable se calcula como el percentil 85 de la distribución de Δv_i , donde Δv_i es el decremento desde la velocidad de la recta precedente a la curva para el vehículo i .
- ΔV_{85} Este parámetro representa el incremento de las velocidades de operación de percentil 85. Su obtención es por sustracción directa, partiendo de modelos discretos de estimación de la velocidad de operación o de un modelo continuo.

$$\Delta V_{85} = v_{85,i+1} - v_{85,i}$$

- $85MSR$. Esta variable fue definida por primera vez por McFadden y Elefteriadou (2000). Se define la variable $85MSR$ como el percentil 85 de las máximas reducciones de velocidad individuales a lo largo de una sección formada por los últimos 200 metros de la recta de aproximación y el punto medio de la curva. Cada reducción máxima de velocidad es tomada como la diferencia entre la máxima velocidad en la recta de aproximación y la mínima velocidad en la curva para un conductor individual.

$$85MSR = (\max \Delta v_i)_{85}$$

Esta variable estudia el mismo aspecto que la variable $\Delta_{85}V$. Bella (2008) realizó un estudio comparativo entre estas dos variables empleando simuladores de tráfico. La relación calibrada entre estas dos variables, que presentaban un alto coeficiente de correlación (92%) fue la siguiente:

$$85MSR = 6.35 + 1.08 \cdot \Delta_{85}v$$

- *85MSI*. Diferencial de velocidad de operación calculado como el percentil 85 de los máximos incrementos de velocidad. Cada incremento de velocidad en la distribución se toma como la diferencia entre la máxima velocidad en la recta de salida y la mínima velocidad en la curva para cada conductor individual.

En el estudio de las variaciones de velocidad en las transiciones recta-curva, se ha analizado tanto las relaciones de las variables citadas con distintas características geométricas del trazado como las relaciones existentes entre las propias variables.

Así existen diferentes modelos que permiten estimar el valor de uno de estos parámetros en función de alguno de los otros 3 parámetros. En la siguiente tabla se resumen los modelos más relevantes en este ámbito.

Año	Autor (es)	Modelo	R ²
2005	Misaghi y Hassan	$\Delta_{85}V = 0.97 \cdot \Delta V_{85} + 7.55$	0.72
2008	Bella	$85MSR = 6.35 + 1.08 \cdot \Delta_{85}v$	0.92

Tabla 9. Relación entre parámetros referentes a diferenciales de velocidad.

Por otra parte, como ya se ha citado, se han desarrollado distintos modelos para estimar los valores de estos parámetros en función de características geométricas del trazado (ver tabla 10).

Año	Autor (es)	Modelo	R ²
2005	Misaghi y Hassan	$\Delta_{85}V = -83.63 + 0.93 \cdot v_T + e^{-8.93 + \frac{3507.10}{R}}$	0.64
2005	Misaghi y Hassan	$\Delta_{85}V = -198.74 + 21.42 \cdot \sqrt{v_T} + 0.11 \cdot \Delta - 4.55 \cdot SW - 5.36 \cdot (curve_dir) + 1.30 \cdot G + 4.22 \cdot (drv_flag)$	0.89
2007	Nie y Hassan	$\Delta V_{85} = -5.326 + 0.073 \cdot CCR$	0.57
2007	Nie y Hassan	$\Delta_{85}V = -4.540 + 0.088 \cdot CCR$	0.75
2007	Nie y Hassan	$85MSR = -0.658 + 0.107 \cdot CCR$	0.76
2007	Bella	$85MSR_{t-c} = -0.198 + 0.037 \cdot L + \frac{7929.37}{R}$	0.49
2007	Bella	$85MSR_{t-c} = -77.74 + 0.711 \cdot v_T + 0.01 \cdot L + \frac{6113.89}{R}$	0.89
2007	Bella	$85MSR_{t-c} = -83.48 + 0.782 \cdot v_T + \frac{6016.15}{R}$	0.87

Donde:

Δ : ángulo de deflexión de la curva circular, en grados sexagesimales.

G : pendiente media.

v_T : velocidad de la recta precedente.

SW : ancho del arcén (m).

$curve_dir$: dirección de la curva (1 izquierda, 0 derecha).

drv_flag : intersección en la curva: 1, otro caso: 0

CCR : tasa de cambio de curvatura

$85MSR_{t-}$: estimador del parámetro $85MSR$ obtenido del simulador de conducción

Tabla 10. Modelos para la estimación de parámetros referentes a diferenciales de velocidad.

Además de estos modelos, cabe destacar el estudio realizado por Park et al. (2010) para la estimación de las diferencias de velocidades en una carretera inerurbana. En él compararon cuatro modelos para estimar el diferencial medio de velocidad: dos modelos de regresión simple, un modelo múltiple convencional y un modelo múltiple de Bayes. Consideraron la opción de utilizar un modelo múltiple porque los datos usados en los modelos presentan dos niveles:

- Datos grupales, como son las características geométricas de la vía (longitud de la recta, radio de la curva circular).
- Datos individuales que son aquellos que miden la velocidad individual de los vehículos.

Dichos modelos fueron elaborados a partir de datos de 18 secciones recta-curva en carreteras de dos carriles de circulación, tomando los datos de velocidad en la recta 200 metros antes de la misma y los datos de velocidad de la curva en su punto medio. El número de vehículos por sección recta-curva varió entre 18 y 68, haciendo un total de 602 vehículos. Esta muestra con tan pocos individuos es debida a la consideración de 10 segundos de intervalo como flujo libre. Los resultados mostraron empíricamente que los modelos múltiples aumentan la precisión en la estimación de las diferencias de velocidades, posiblemente con menos datos.

En España, Pérez et al. (2010), gracias los perfiles continuos de velocidad obtenidos mediante la metodología presentada de toma de datos, se calculó el incremento de velocidad de cada uno de los vehículos registrados en 22 transiciones recta-curva y posteriormente se evaluó el percentil 85 de estos incrementos ($\Delta_{85}V$). Asimismo, se calculó el incremento de velocidad de operación entre los dos elementos consecutivos para cada una de las transiciones (ΔV_{85}). Al relacionar estas dos variables se comprobó que la simple diferencia de velocidades de operación subestima los valores reales de los diferenciales de velocidad.

Este estudio fue completado por Pérez et al. (2011). En él se estudiaron los diferenciales de velocidad en las transiciones recta-curva, tomando como datos 28 secciones. Con estos datos, se desarrolló un modelo que relaciona las dos variables introducidas en el apartado anterior, dando como resultado que el percentil 85 de los incrementos de velocidad es alrededor de 5 km/h superior al incremento de las velocidades de operación, con un R^2 de 0.79.

$$\Delta_{85}V = 4.945 + 0.935 \cdot \Delta V_{85}$$

Asimismo, se presentó un modelo que permite estimar el percentil 85 de los incrementos de velocidad en función del radio de la curva horizontal.

$$\Delta_{85}V = 10.005 + \frac{1299.733}{R} \quad R^2 = 0.56$$

3.2.4. Modelos para la estimación de tasas de aceleración y deceleración

Las tasas de deceleración y especialmente las de aceleración están asociadas al confort del conductor, ya que sobre la comodidad de las personas que circulan en el interior de un vehículo una de las variables que influye de forma fundamental es la aceleración que sufren.

La deceleración, además, está fundamentalmente ligada con la siniestralidad. Los puntos donde se dan las máximas reducciones de la velocidad (85MSR, por ejemplo), serán donde se producen las máximas deceleraciones, estando comprobado que existe una relación entre dicho fenómeno y la accidentalidad.

Por todo ello, el estudio de las tasas de aceleración y deceleración es importante desde dos puntos de vista: el conformar un perfil de velocidades adecuado y la obtención de transiciones que no impliquen valores muy elevados de los mismos, con el objetivo de limitar la accidentalidad.

Estas tasas son unas variables tradicionalmente poco estudiadas, e incluso en muchos perfiles de velocidad y estudios se han empleado valores teóricos y antiguos.

En los últimos años ha aumentado el interés por estos valores, y ha aumentado el número de estudios acerca de los mismos. De hecho, muchos de los estudios en este campo no están encaminados a la obtención de modelos de calibración de estos valores, sino a un paso previo: el estudio del comportamiento de los valores de aceleración y deceleración en diferentes condiciones.

Los primeros estudios sobre estos parámetros obtuvieron valores estáticos, calibrados para emplear en la totalidad de los casos. Los modelos estáticos más conocidos son:

- Lamm et al. (1988). Los resultados mostraron que la aceleración finaliza y la deceleración comienza en torno a 210-230 metros antes del inicio o después del final de la sección de curva. Las tasas de aceleración y deceleración observadas en este estudio variaban entre 0.85 y 0.88 m/s². Debido al reducido intervalo de las mismas, la conclusión del estudio fue un valor único para ambas tasas de 0.85 m/s².
- Kockelke y Steinbrecher (1987). Las tasas de aceleración y deceleración observadas fueron en la práctica mayoría de casos inferiores a 1,00 m/s², aunque en algún caso se llegaron a registrar valores de 2,50 m/s².
- Collins y Krammes (1996). La tasa de aceleración obtenida se situaba entre 0,12 y



0,52 m/s², mientras que la de deceleración se situó entre 0,35 y 1,19 m/s². En base a dichos datos, se postuló que la tasa de deceleración no era significativamente diferente a las propuestas por Lamm et al. (1998) e incluidas en el *IHSDM*, mientras que las tasas de aceleración de Lamm (1998) sobreestiman las reales.

Posteriormente, comenzaron a aparecer modelos de estimación de los valores de aceleración y deceleración que obtenían valores únicos para una transición, en función de variables locales.

Los más recientes estudios en este campo están encaminados a la obtención de modelos de estimación de tasas de aceleración y deceleración variables según las condiciones locales y variables, también, dentro de una maniobra de aceleración o deceleración en particular.

Uno de los estudios más amplios y recientes en este aspecto, siendo también uno de los primeros en emplear relaciones no estáticas para obtener los valores de aceleración y deceleración, pertenece a Fitzpatrick et al. (2000).

A partir de un gran número de datos obtenidos, se desarrollaron diversos ajustes, obteniendo un bajo coeficiente de significancia para los modelos de regresión. Es por ello que se planteó finalmente un ajuste mediante una función por tramos.

La casuística desarrollada se resume en tabla 11, extraída del documento original.

AC EQ# (See note 1)	Alignment Condition (AC) (see note 2)	Speed (see note 2)	Deceleration Rate (see note 2)	Acceleration Rate (see note 2)
1.	Horizontal Curve on Grade: -9% ≤ G < -4%	$V_{85} = 102.10 - \frac{3077.13}{R}$	For AC EQ 1 to 4 R ≥ 436 d = 0.00 175 ≤ R < 436 d = 0.6794 - $\frac{295.14}{R}$ R < 175 d = 1.00	For AC EQ 1 to 4 R > 875 a = 0.00 436 < R ≤ 875 a = 0.21 250 < R ≤ 436 a = 0.43 175 < R ≤ 250 a = 0.54
2.	Horizontal Curve on Grade: -4% ≤ G < 0%	$V_{85} = 105.98 - \frac{3709.90}{R}$		
3.	Horizontal Curve on Grade: 0% ≤ G < 4%	$V_{85} = 104.82 - \frac{3574.51}{R}$		
4.	Horizontal Curve on Grade: 4% ≤ G < 9%	$V_{85} = 96.61 - \frac{2752.19}{R}$		
5.	Horizontal Curve Combined with Sag Vertical Curve	$V_{85} = 105.32 - \frac{3438.19}{R}$	1.00	0.54
6.	Horizontal Curve Combined with NLSD Crest Vertical Curve	(see note 3)	(see note 5)	(see note 5)
7.	Horizontal Curve Combined with LSD Crest Vertical Curve (i.e., K ≤ 43 m/%)	$V_{85} = 103.24 - \frac{3576.51}{R}$ (see note 4)	1.00	0.54
8.	Sag Vertical Curve on Horizontal Tangent	$V_{85} = \text{assumed desired speed}$	n/a	n/a

9.	Vertical Crest Curve with NLSD (i.e., $K > 43$ m/%) on Horizontal Tangent	$V_{85} = \text{assumed desired speed}$	n/a	n/a
10.	Vertical Crest Curve with LSD (i.e., $K \leq 43$ m/%) on Horizontal Tangent	$V_{85} = 105.08 - \frac{149.69}{K}$	1.00	0.54

NOTES:
n/a = not available; NLSD = nonlimited sight distance; LSD = limited sight distance.
1. AC EQ# = Alignment Condition Equation Number
2. Where: V_{85} = 85th percentile speed of passenger cars (km/h) K = rate of vertical curvature
 R = radius of curvature (m) G = grade (%)
 d = deceleration rate (m/s^2) a = acceleration rate (m/s^2)
3. Use lowest speed of the speeds predicted from AC EQ# 1 or 2 (for the downgrade) and AC EQ# 3 or 4 (for the upgrade).
4. In addition, check the speeds predicted from AC EQ# 1 or 2 (for the upgrade) and AC EQ# 3 or 4 (for the upgrade) and use the lowest speed. This will ensure that the speed predicted along the combined curve will not be better than if just the horizontal curve was present (i.e., that the inclusion of a limited sight distance crest vertical curve result in a higher speed).
5. Use acceleration/deceleration rates for Alignment Conditions 1 to 4.

Tabla 11. Modelos de estimación de la velocidad de operación (Fitzpatrick et al. 2000).

Estos modelos proporcionan unas tasas de aceleración y de deceleración máximas de $0,54 \text{ m/s}^2$ y $1,0 \text{ m/s}^2$, respectivamente. Sin embargo, las observaciones realizadas en campo proporcionaron datos de 1.77 m/s^2 y 1.44 m/s^2 , con lo que se concluye que pueden observarse valores mayores en la práctica que los proporcionados por estas fórmulas.

Valores similares obtuvieron Crisman et al. (2005) que, a partir de observaciones empíricas, calibraron los siguientes valores de tasas de aceleración y deceleración, en función del radio de la curva.

Radio (m)	Deceleración (m/s^2)	Aceleración (m/s^2)
$R < 178$	1.00	0.54
$178 \leq R < 437$	0.50	0.43
$437 \leq R < 2187$	0.20	0.20

Tabla 12. Tasas obtenidas por Crisman et al. (2005).

En 2006, Perco y Robba llevaron a cabo un estudio centrado únicamente en la deceleración. Su importancia radica en que se centra en el estudio del modo en el cual se decelera en el contacto entre una recta y la siguiente curva, obteniendo un comportamiento de la misma. Sin embargo, no estudia la variación de las tasas de deceleración entre diferentes casos, ofreciendo un comportamiento único para todas las deceleraciones. Mediante un estudio detallado, se observó que las distribuciones de velocidad son mayores en las rectas, existiendo una mayor coincidencia en la curva (la frecuencia es mayor y la dispersión disminuye).

Se estudió la variación de las velocidades media y de percentil 85, obteniendo los siguientes resultados:

- Deceleración media, velocidad media: $0,54 \text{ m/s}^2$.



- Deceleración máxima, velocidad media: $0,84 \text{ m/s}^2$.
- Deceleración mínima, velocidad media: $0,30 \text{ m/s}^2$.
- Deceleración media, velocidad de percentil 85: $0,71 \text{ m/s}^2$.
- Deceleración máxima, velocidad de percentil 85: $1,16 \text{ m/s}^2$.
- Deceleración mínima, velocidad de percentil 85: $0,35 \text{ m/s}^2$.

Debido a la mayor dispersión de las velocidades en las rectas, se puede ver cómo las tasas de deceleración para la velocidad de percentil 85 son mayores que las de la velocidad media.

Una vez determinadas las tasas de aceleración para diferentes casos, se procedió a analizar el comportamiento de los conductores a lo largo de cada deceleración. Los resultados mostraron que existe una gran diferencia entre la mayor y la menor tasa de deceleración, lo cual parece indicar que el proceso de deceleración es variable a medida que el conductor se aproxima a la curva.

Dicha deceleración parece producirse en dos fases, cuya explicación a priori podría ser la siguiente:

- En una primera fase, el conductor detecta que la curva se encuentra suficientemente cerca como para poder dejar de pisar el acelerador.
- En una segunda fase, el conductor pisa el freno. Es en esta fase donde se produce la deceleración máxima.

Se comprobó la existencia estadística de esta separación entre fases, observando que la muestra de deceleraciones de la fase 2 pertenece a una población diferente de las aceleraciones medias para todo el recorrido.

Como conclusiones de este estudio se pueden extraer, principalmente, las siguientes:

- Los valores estimados por Lamm ($0,85 \text{ m/s}^2$) no son muy diferentes de las tasas de deceleración para la velocidad media, pero sí lo son para la velocidad de percentil 85.
- La deceleración se produce en dos fases, siendo la tasa de deceleración de la segunda fase la más parecida a la estimada por Lamm.

Un año después Figueroa y Tarko (2007) presentaron un estudio que formaba parte de otro más amplio encaminado a obtener un modelo de transición de velocidad mediante un proceso de calibración iterativo. Para iniciar la iteración se calcularon la deceleración y la aceleración media a partir de los datos registrados en 9 emplazamientos.

El valor de deceleración medio fue de $0,42 \text{ m/s}^2$. Este valor se consideró muy pequeño, por lo que se procedió a distinguir qué emplazamientos provocaban una deceleración nula o

insignificante. Cinco de los nueve emplazamientos provocaban una deceleración estadísticamente nula. El valor medio de la deceleración en el resto de los sitios fue de $0,69 \text{ m/s}^2$.

Asimismo, el valor de la aceleración calculado fue de $0,23 \text{ m/s}^2$, que se consideró muy reducido. Por ello se identificaron los cinco sitios en los cuales el valor era estadísticamente comparable a 0, y se realizó la media con el resto. El valor de la aceleración obtenido fue de $0,37 \text{ m/s}^2$.

Tomando estos valores y los datos de velocidad en recta y en curva, evaluaron la longitud de las secciones de transición, considerando inicialmente que el 85% de la deceleración y de la aceleración se producía en las rectas.

Tras el proceso de iteración se llegó a dos modelos, uno para el tramo de aceleración y otro para el tramo de deceleración, que permiten estimar el valor de la velocidad de operación en los puntos de estos tramos de transición.

$$V_d = V_T - 0.6553 \cdot (V_T - V_C) + 0.03299 \cdot l_d \quad R^2 = 0.84$$

$$V_a = V_T - 0.7164 \cdot (V_T - V_C) + 0.002211 \cdot l_a \quad R^2 = 0.87$$

Donde:

V_d : velocidad estimada en un punto de la zona de deceleración (ft/s)

V_a : velocidad estimada en un punto de la zona de aceleración (ft/s)

V_T : velocidad en la recta (ft/s)

V_C : velocidad en la curva (ft/s)

l_d : distancia entre el punto en el que se pretende estimar la velocidad y el inicio de la curva (ft)

l_a : distancia entre el punto en el que se pretende estimar la velocidad y el final de la curva (ft)

Como puede verse, estas velocidades dependen de las velocidades en recta y en curva. Para su estimación presentaron en el mismo trabajo un modelo para cada uno de los parámetros.

El modelo de deceleración indica que el 66% de la longitud de deceleración se produce en la recta anterior a la curva y que la tasa de deceleración media es 0.033 ft/s/ft . Por su parte, el modelo de aceleración indica que el 72 % de la longitud de la aceleración se produce en la recta siguiente a la curva y que la tasa de aceleración media es 0.022 ft/s/ft .

En España, Pérez et al. (2010) gracias a los perfiles continuos de velocidad individuales registrado, identificaron para cada uno de los vehículos los puntos de inicio y final de la deceleración y la velocidad asociada a estos puntos. De esta forma, calcularon la deceleración individual de cada vehículo en 22 transiciones recta-curva, y a partir de los resultados el percentil 85 de la deceleración para cada una de las transiciones.

Con estos datos, se desarrollaron dos modelos para la estimación de la deceleración en carreteras de un carril por sentido de circulación.



$$d_{85} = 0.263571 + \frac{67.7999}{R} \quad R^2 = 0.70$$
$$d_{85} = 0.242186 + 0.00150693 \cdot CCR \quad R^2 = 0.71$$

Donde:

R: radio de la curva horizontal (m)

CCR: tasa de cambio de curvatura en la curva incluyendo clotoides (gon/km)

$$d_{85} = 0.313 + \frac{114.436}{R} \quad R^2 = 0.66$$

Este análisis fue completado por Pérez et al. (2011), calibrando un modelo de deceleración a partir de 28 transiciones recta-curva.

En este trabajo se estudió también la longitud de deceleración y su localización, a partir de los datos individuales de los vehículos. En el 70.45% de los casos se observó que la deceleración comienza en la recta y finaliza en la curva. Además, se concluyó también que, como media, el 61.98% de la longitud de deceleración se localiza en la curva y sólo el 37.31% antes del inicio de la misma.

3.3. Deficiencias de los modelos existentes para la estimación de la velocidad de operación

Tras analizar los distintos modelos presentes en la literatura, se presenta a continuación un resumen de las principales deficiencias encontradas en ellos. Dichas deficiencias pueden abarcar desde la metodología utilizada en la toma de datos hasta las hipótesis en las que se basan los modelos y que, en muchos casos, no se corresponden con el comportamiento real de los conductores, incluyendo otros aspectos que a continuación se detallan.

3.3.1. Deficiencias relacionadas con la toma de datos

3.3.1.1. Los tramos de estudio

En general, para la obtención de datos destinados a la calibración de modelos de estimación de la velocidad en curvas horizontales se escogido tramos de carretera, excluyendo generalmente algunas condiciones desfavorables como la presencia de intersecciones o cambios en el número de carriles. Además, la mayoría de los estudios no consideran las curvas de transición.

Debido a este proceso de simplificación, la aplicabilidad de los modelos es limitada.

3.3.1.2. Tamaño de la muestra o número de observaciones

El tamaño de la muestra utilizado en el desarrollo de modelos en cuanto a número de observaciones por tramo es un aspecto importante al examinar la validez de un modelo de velocidad de operación. Esta información no está presente en cerca de la mitad de los modelos existentes y, en el resto, el número de las observaciones para cada sección varía entre 30 y 100. La fiabilidad de que una muestra tan pequeña pueda representar el percentil 85 de la velocidad en un tramo puede ser cuestionable.

Por otra parte, también es reducido el número de tramos, bien sea recta, curva o transición, que se utiliza para la calibración de la mayoría de los modelos. Hay que tener en cuenta que la ausencia de datos para un rango de la variable independiente, como puede ser para un valor del radio, produce un falso aumento del R^2 .

3.3.1.3. Errores debidos a la metodología de toma de datos

Como se ha comentado en el apartado correspondiente, durante la revisión de los modelos existentes de la velocidad se han detectado distintas metodologías para la toma de datos. La mayor parte de los modelos toman datos puntuales de velocidad mediante una pistola radar. Estas mediciones manuales pueden introducir tres tipos de errores:

- Error del coseno: es inducido por la desviación entre el rayo radar leído y la dirección conducida real.
- Error humano en la medida de las velocidades.
- Variación del comportamiento de los conductores al percibir el equipo de medida como un equipo de control de la velocidad.

Pocos estudios han analizado la influencia de estos errores en los datos finales obtenidos. En algunos de ellos se limitan a citar que durante la toma de datos se realizó un gran esfuerzo para ocultar a los observadores pero no se especifica como de ocultos estaban. Además, intentar ocultar a los observadores conlleva alejarlos de la carretera, con lo que se aumentan otros errores como el error de coseno en las pistolas radar. Con el fin de evitar estos errores asociados a las pistolas radar se han utilizado otras metodologías como pistolas Lidar o sensores piezoeléctricos embebidos en el pavimento. Sin embargo, aunque los errores se minimizan con estos dispositivos, se sigue obteniendo como único resultado datos puntuales de velocidades en determinadas ubicaciones.

Para obtener datos continuos de velocidad, algunas investigaciones han utilizado la grabación y posterior tratamiento de videos, sin embargo con esta metodología únicamente se pueden



obtener datos en un corto tramo de la carretera.

Las metodologías que sí permiten perfiles continuos de velocidad en un amplio tramo de carretera de forma que se pueden estudiar tramos curvos, rectos y zonas de transición recta-curva-recta son las que están basadas en vehículos instrumentados equipados con GPS o en simuladores de conducción. En ambas metodologías se utilizaron, como conductores, voluntarios conocedores de los fines de la investigación con lo que su comportamiento no se corresponde con el comportamiento real de los conductores que circulan por la carretera a estudiar. En el caso de los simuladores de conducción esta diferencia en el comportamiento se acentúa al tratarse de una simulación y no de una carretera real.

Hay otros aspectos que pueden influir en la velocidad escogida por los conductores y que en la mayoría de los estudios no se tienen en cuenta. Estos factores son los relacionados con la longitud y la urgencia del viaje o la familiaridad que el conductor tenga con ese trazado y el nivel de control de la velocidad en ese tramo.

3.3.1.4. Localización de las medidas de la velocidad

Generalmente la toma de datos para la calibración de modelos que estimen la velocidad en curvas se realiza en el punto medio, suponiendo que en él se produce la velocidad mínima. Sin embargo, esta hipótesis no se ha comprobado.

Del mismo modo, la toma de velocidades en la recta se realiza en un punto de la misma donde se supone que se alcanza la velocidad máxima sin influencia de las curvas adyacente, pero de nuevo no se comprueba.

Finalmente, en el caso de la toma de datos para el estudio de la aceleración y de la deceleración en las zonas de transición recta-curva-recta, se suelen tomar datos en distintos puntos. Generalmente estos puntos se sitúan del siguiente modo: uno de ellos aproximadamente a 200 m del inicio de la curva para tomar la velocidad en la recta, uno en cada extremo de la curva, uno en el punto medio de la curva y uno aproximadamente a 200 m del final de la curva.

De esta forma se intenta captar el proceso de aceleración y deceleración, sin embargo sólo se obtiene una aproximación pues ninguno de esos datos se corresponde con el inicio o con el final de la aceleración/deceleración, así como tampoco existe la certeza de que se recojan las velocidades máxima en recta y mínima en curva.

3.3.2. Hipótesis no realistas sobre el comportamiento de los conductores

3.3.2.1. La aceleración y deceleración ocurre únicamente en las rectas

Muchos de los modelos estudiados asumen que la aceleración y la deceleración ocurren

únicamente en las rectas, considerando la velocidad constante a lo largo de la curva. Como se ha comprobado en los estudios más recientes esto no es lo que realmente ocurre. De hecho, distintos datos de campo obtenidos por algunos investigadores sugieren que los conductores probablemente ajustan su velocidad dentro de los límites de la sección curva, especialmente en las curvas de transición.

3.3.2.2. La aceleración y deceleración en el perfil longitudinal o en la combinación vertical/horizontal es la misma que en la alineación horizontal

La mayoría de los modelos desarrollados para estimar las tasas de aceleración y deceleración se han basado en la toma de datos en curvas horizontales. Por ello, no hay datos disponibles para predecir las tasas de deceleración y deceleración para perfiles longitudinales o para combinaciones vertical/horizontal. En estos casos se asume el máximo valor seleccionado para las curvas horizontales.

3.3.3. Estimación de los cambios de velocidad entre elementos geométricos

La estimación del diferencial de velocidad desde una recta a una curva es prioritaria a la hora de evaluar la consistencia del diseño de una carretera. Hay especialmente tres métodos para la estimación del diferencial de velocidad en los modelos existentes: ΔV_{85} , $\Delta_{85}V$ y 85MSR.

El método ΔV_{85} se ha utilizado en la mayoría de los modelos existentes, asumiendo que la distribución de velocidades en elementos sucesivos es la misma. Sin embargo, se ha demostrado que las distribuciones de velocidad en las curvas y en las rectas no son las mismas y, por tanto, la simple diferencia entre los valores de la velocidad de operación no se corresponde con la realidad. Además, aunque las distribuciones fueran las mismas, el conductor del percentil 85 no tiene porqué ser el mismo en las dos localizaciones. De hecho, se ha comprobado que el uso del percentil 85 de velocidad para evaluar la consistencia del diseño tiende a subestimar la reducción de la velocidad experimentada por los conductores individuales.

Por ello, se han introducido nuevos parámetros basados en la reducción de la velocidad de los conductores individuales como 85MSR y $\Delta_{85}V$. El primero de ellos es considerado, en general, como la reducción de velocidad máxima para los conductores individuales basados en datos de nueve puntos distribuidos entre la curva y la recta anterior, mientras que el segundo es el percentil 85 de la reducción de velocidad para los conductores individuales basada en datos de dos puntos en la recta y en el punto medio de la curva. En ambos casos, al tratarse de datos puntuales, no se tiene constancia cierta de que las velocidades utilizadas sean las velocidades desarrolladas por los conductores individuales en el inicio y en el final de su deceleración.

Aunque usar sólo dos puntos de toma de datos para determinar $\Delta_{85}V$ puede ser válido, el punto medio de la recta y el punto medio de la curva pueden no ser las localizaciones adecuadas.



3.3.4. Falta de uniformidad entre los modelos

En los últimos 50 años, distintos modelos han sido desarrollados para predecir la velocidad de operación en las secciones curvas de las carreteras y, aunque en menor cantidad, también modelos para la predicción de la velocidad en rectas y modelos para estimar el diferencial de velocidad entre elementos consecutivos. Sin embargo, el formato de los modelos, las variables independientes y los coeficientes de regresión son, en la mayoría de los casos, sustancialmente diferentes de un modelo a otro. Este hecho puede haber sido el resultado de diferencias en el comportamiento del conductor entre distintas localizaciones, incluso dentro de un mismo país. Por todo ello, parece que un único modelo no puede ser universalmente aceptado.

3.3.5. Escasez de modelos con la consideración de vehículos pesados

La mayoría de los modelos desarrollados hasta la fecha se han basado principalmente en las velocidades de vehículos ligeros, aunque existen algunos estudios en los que ya se han considerado los vehículos pesados.

El principal obstáculo en el desarrollo de modelos para vehículos pesados es la insuficiente cantidad de velocidades observadas en campo ya que la mayoría de los estudios se basan en toma de datos puntuales. Al utilizar estos datos puntuales en el estudio de la velocidad desarrollada por los vehículos pesados hay que tener en cuenta que la mínima velocidad para estos no tiene porqué ocurrir en el mismo lugar que para los vehículos ligeros.

Asimismo, al evaluar los vehículos pesados es importante considerar las implicaciones que tiene la pendiente del perfil longitudinal, que en los vehículos ligeros puede tener menos importancia. Las rampas en el perfil longitudinal tienden a reducir las velocidades en los vehículos pesados más que en los ligeros.

3.3.6. Limitación de la regresión lineal

La mayoría de los modelos de velocidades de operación utiliza modelos convencionales de regresión lineal. Estos modelos pueden conllevar distintas limitaciones.

3.3.6.1. Hipótesis defectuosa de independencia de los datos

Algunos estudios han destacado que, aunque los modelos convencionales asumen que la toma de datos de velocidad en secciones distintas de la carretera son independientes, asumir esto puede causar que la diferencia de velocidades se subestime.

Park y Saccomanno (2006) añadieron que la velocidad de operación de un vehículo individual en una sección aguas abajo (sección curva) puede no ser independiente de su velocidad de

operación en la sección de aguas arriba (sección recta). Los datos recopilados desde las dos secciones de la carretera están por tanto interrelacionados.

La hipótesis de que las medidas de velocidad obtenidas desde las secciones aguas arriba y desde las secciones aguas abajo son independientes cuando, en realidad, están interrelacionadas viola una hipótesis estadística clave. La realización de inferencias estadísticas utilizando datos interrelacionados es conocido como la falacia de pseudo-replicación. La pseudo-replicación puede tener un significado importante, dando unos resultados del estudio infradimensionados o sobredimensionados. En los estudios de la consistencia de la velocidad, la pseudo-replicación ha dado como resultado los modelos subestimados en los que se subestima el diferencial de velocidad de una sección de la carretera a otra.

3.3.6.2. Pérdida de información debida a la agregación de los datos

Cuando se utiliza la regresión lineal utilizando un estadístico descriptivo como es la V_{85} se reduce la naturaleza de la variabilidad asociada con la función de regresión, así la influencia de los elementos geométricos puede estar sobrevalorada o subvalorada.

Los estudios convencionales han confiado en la información procedente de datos agregados para derivar sus estimaciones de la velocidad media y del percentil 85 de la velocidad en distintas secciones de la carretera, así como de los diferenciales de velocidad. La pérdida de información debida a la agregación de los datos es conocida como la falacia ecológica y, a veces, infla el coeficiente de determinación (R^2), es decir la adecuación del modelo.

3.3.6.3. Utilización de ecuaciones más allá de sus límites

Se tiene bastantes dudas sobre la validez de los valores estimados cuando la ecuación de regresión se utiliza más allá del rango de los datos recogidos, por lo que sería conveniente limitar el rango de validez de los modelos.

3.3.6.4. Igualar una ecuación de regresión a otra

Algunos estudios están intentando ver cómo interactúan distintas ecuaciones de regresión que han sido desarrolladas con distintos grupos de datos.

3.3.7. Aplicabilidad limitada de los modelos

La mayoría de los modelos se basan en datos tomados bajo unas condiciones específicas y en lugares con unas características determinadas. Todo ello da como resultado que la aplicabilidad de los modelos obtenidos sea limitada.



3.3.7.1. Combinación de la alineación horizontal y vertical

La mayoría de los modelos se basan en la alineación horizontal, sin embargo considerar únicamente el efecto bidimensional (2D), en vez del trazado real (3D) puede subestimar o sobrestimar los valores de la velocidad. Este aspecto es especialmente importante al estudiar la velocidad desarrollada por los vehículos pesados.

3.3.7.2. Escasez de modelos de velocidad en recta

En comparación con el número de modelos para la predicción de velocidad en curva, hay relativamente pocos modelos para la estimación de la velocidad en rectas. Esto es debido a que el número de las variables que influyen en las velocidades de las rectas es mayor que el número de las que influyen en las velocidades en curvas, por lo que la predicción del percentil 85 de la velocidad en rectas es relativamente compleja.

Mientras que la velocidad en curvas se ha comprobado que depende principalmente de variables como la curvatura, el peralte y los coeficientes de fricción lateral, todos ellos parámetros sobre los que los proyectistas pueden trabajar, la velocidad desarrollada en una recta depende de un amplio rango de características de la carretera, como la longitud del tramo recto, el radio de la curva anterior y posterior, los elementos de la sección transversal, la alineación vertical, la orografía y la distancia de visibilidad disponible, pero también depende en gran medida de las características del conductor y de las capacidades de aceleración y deceleración del vehículo. Por ello, es complejo predecir la velocidad de operación en secciones rectas.

3.3.7.3. Estimación de la velocidad en condiciones de nocturnidad

No hay demasiados estudios que hayan obtenido resultados respecto a la diferencia entre las velocidades desarrolladas por el día y las desarrolladas por la noche.

3.3.7.4. Modelos aplicables únicamente a terreno llano

La mayor parte de los modelos se basan en la predicción de las velocidades de dos carriles con dos sentidos de circulación en terreno relativamente llano, generalmente con pendiente entre -4% y +4%, aunque existen algunos en los que sí que se ha considerado un mayor rango de pendientes.

3.3.7.5. Estimación únicamente del percentil 85 de velocidad

La mayor parte de los modelos únicamente estiman un percentil específico de la velocidad, el percentil 85, y no distinguen entre los factores de la velocidad media y los factores de la dis-

persión de la velocidad, lo que provoca resultados que muchas veces son difíciles de interpretar. Por ejemplo, es posible que una carretera con una alta velocidad media y una baja variabilidad en las velocidades tenga el mismo percentil 85 de velocidad que una carretera con una velocidad media baja y una alta variabilidad. La modelización de la distribución entera de las velocidades en flujo libre, como han sugerido algunos autores, puede rectificar este problema.

4. LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN Y LA CONSISTENCIA COMO MEDIDA DE LA SEGURIDAD VIAL DE UNA CARRETERA

La consistencia se define como la medida en la que un tramo de carretera se ajusta a las expectativas de los conductores. De ahí, su influencia en la siniestralidad, ya que cuanto peor sea la consistencia de un trazado más probabilidades habrá de que los conductores se vean sorprendidos por la carretera dando como consecuencia una concentración de accidentes. Asimismo, como se ha comentado anteriormente, uno de los criterios más utilizados para su evaluación es el análisis de la velocidad de operación por lo que puede deducirse que esta también tendrá influencia en la siniestralidad.

Por ello, se han realizado distintos estudios para intentar relacionar la consistencia de un tramo de carretera o variables asociadas y los índices de siniestralidad. Generalmente, estos análisis se han concentrado en tramos de sección curva. Sin embargo, también se ha estudiado esta relación para tramos completos de carretera.

Así, en los 70, Taylor et al. (1972) estudiaron la relación entre diversos parámetros operacionales y la siniestralidad para nueve curvas horizontales. Sin embargo, la única variable que resultó estadísticamente significativa fue el desplazamiento lateral.

Otra aproximación similar fue llevada a cabo por Stimpson et al. (1977) utilizaron una base de datos de 20 curvas horizontales aisladas, en las que se produjeron 78 accidentes. Esta base de datos resultó insuficiente para producir resultados adecuados.

No fue hasta 1980, cuando se estudió un tramo completo de carretera. En ese año, Polus estudió la relación entre diversos índices de trazado y la siniestralidad. Obtuvo como resultado que la seguridad en las carreteras de estudio aumentaba a medida que los índices estudiados eran más homogéneos a lo largo de los tramos. Por ello, se puede concluir que la seguridad en estas vías aumenta a medida que aumenta la consistencia.

Sin embargo, el centro de interés seguían siendo las curvas horizontales. De ahí que Datta et al. (1983) analizaran 25 curvas horizontales, llegando a la conclusión de que el grado de curvatura era la única variable estadísticamente válida para estimar el número de accidentes en las mismas.

Posteriormente, Terhurne y Parker (1986) ampliaron esta base de datos con 78 curvas horizontales, concluyendo que las variables que mejor estimaban el número de accidentes eran la IMD y el grado de curvatura. La consideración del grado de curvatura fue también confirmada

por Zegeer et al. (1990) que utilizó 104 accidentes fatales y otros 104 accidentes con víctimas en curvas horizontales, llegando a la conclusión de que la velocidad podía ser un factor determinante en la aparición de dichos accidentes, y muy probablemente, lo era de la severidad de los mismos.

No obstante, el criterio de consistencia más conocido es el criterio II de Lamm, basado en el análisis del decremento de velocidad entre elementos geométricos consecutivos. Lamm et al. (1988b) analizaron el percentil 85 de la velocidad y las tasas de accidentalidad en secciones curvas como función del grado de curvatura, basado en datos de 261 tramos curvos de carreteras de dos carriles. Tras el análisis concluyeron que las funciones lineales del grado de curvatura eran suficientes para predecir el percentil 85 de la velocidad y las tasas de accidentes. A partir de esto, obtuvieron también una relación entre la reducción del percentil 85 de la velocidad y la tasa de accidentes ya que ambas eran funciones del grado de curvatura.

Asimismo, Anderson et al. (1999) analizaron la relación entre este decremento de velocidad y la siniestralidad en más de 5000 curvas horizontales. La tabla 13 muestra como las tasas de siniestralidad aumentan a medida que disminuye la consistencia.

Consistencia según el Criterio II de Lamm	Número de curvas	Tasa de siniestralidad (acc/106veh-km)
Buena	4518	0.46
Aceptable	622	1.44
Mala	147	2.76

Tabla 13. Relación entre consistencia y siniestralidad (Anderson et al., 1999).

En función de diversas variables geométricas obtuvieron dos modelos que estimaban la siniestralidad en función del volumen de tráfico, longitud de la curva y reducción de velocidad. Otro modelo adicional fue desarrollado también considerando la longitud de la curva, CRR y volumen de tráfico. Los coeficientes de correlación son relativamente bajos (entre 0.156 y 0.196), pero acordes con los obtenidos por otras investigaciones. Al tratarse de accidentes en curvas, son sucesos raros, positivos, discretos y aleatorios, por lo que una distribución de Poisson se ajusta adecuadamente (tras comprobar su validez desde el punto de vista estadístico).

$$Y_{i,3} = e^{-7.1977} \cdot IMD^{0.9224} \cdot L_C^{0.8419} \cdot e^{0.0662 \cdot \Delta v_{85}}$$

$$Y_{i,3} = e^{-0.8571} \cdot MVK \cdot e^{0.0780 \cdot \Delta v_{85}}$$

$$Y_{i,3} = e^{-5.932} \cdot IMD^{0.8265} \cdot L_C^{0.7727} \cdot e^{-0.3873 \cdot CRR}$$

Donde:

$Y_{i,3}$: número de accidentes estimado en una curva para 3 años

IMD : intensidad media diaria de tráfico (veh/día)

MVK : exposición (millones de vehículos-km en un periodo de 3 años)

L_C : longitud de la curva (km)

Δv_{85} : decremento de velocidad (km/h)

CRR : Índice de trazado que relaciona la curva con la curva media del segmento en el que se encuentra.

Igualmente, en el mismo estudio evaluaron la relación entre diversos índices de trazado y la siniestralidad. En los modelos obtenidos la mayor parte de variabilidad explicada es debida a la IMD y a la longitud del tramo, estando la explicada por los índices de trazado entre el 0.66 y el 3.29%.

Otros estudios, como Fitzpatrick et al. (2000), evaluaron la relación entre diferentes índices de trazado y la siniestralidad, determinando que la relación más efectiva para estimar siniestralidad a partir de consistencia es considerando medidas de reducción de velocidad. Otras medidas de consistencia, como los índices de trazado, están relacionadas, aunque en mucha menor medida.

Posteriormente, en 2000, Anderson y Krammes ampliaron el anterior estudio, relacionando siniestralidad con Δv_{85} , obteniendo una alta relación entre siniestralidad y decremento de velocidad de operación.

$$\begin{aligned} AR &= 0.54 + 0.27 \cdot \Delta v_{85} & R^2 &= 0.93 \\ AR &= 0.18 + 0.23 \cdot DC & R^2 &= 0.91 \end{aligned}$$

Donde la tasa de siniestralidad es el número de accidentes por cada millón de vehículos-km, y el decremento de velocidad de operación y el grado de curvatura son los valores medios de los intervalos utilizados en el estudio, es decir, no se calibraron las relaciones para cada una de las curvas registradas, sino que se agruparon por grados de curvatura y por decrementos de velocidad.

En 2004, Ng y Sayed analizaron la relación entre diferentes medidas de consistencia y la siniestralidad para 319 curvas horizontales y 511 rectas. En el estudio, calibraron diferentes modelos para diferentes variables de consistencia por separado, y posteriormente calibraron dos modelos que relacionaban diferentes medidas de consistencia con la siniestralidad. El primero de ellos únicamente es válido para curvas horizontales mientras que el segundo es válido tanto para curvas horizontales como para rectas.

$$\begin{aligned} Y_{i,5} &= e^{-3.369} \cdot L^{0.8858} \cdot IMD^{0.5841} \cdot e^{0.0049 \cdot (v_{85} - v_d) + 0.0253 \cdot \Delta v_{85} - 1.177 \cdot \Delta f_R} \\ Y_{i,5} &= e^{-2.338} \cdot L^{1.092} \cdot IMD^{0.4629} \cdot e^{IC \cdot (0.022 \cdot \Delta v_{85} - 1.189 \cdot \Delta f_R)} \end{aligned}$$

Donde:

$Y_{i,5}$: accidentes esperados para 5 años

L : longitud de la sección (km)

IMD : Intensidad Media Diaria de tráfico (veh/día)

IC : variable *dummy* (0 en rectas y 1 en curvas horizontales)

En los estudios anteriormente citados, se ha estimado el número de accidentes o la tasa de accidentalidad a partir de variables relacionadas con la consistencia pero no directamente con un índice de consistencia. Sin embargo, Mattar-Habib et al. (2008) relacionaron el número de accidentes con la consistencia de la carretera medida a partir del índice de consistencia integrado de Polus et al. (2005), asumiendo una distribución de Poisson. Para ello, tuvieron en cuenta que la relación más común entre las variables explicativas y el parámetro de Poisson es el modelo log-lineal dado por la siguiente ecuación:



$$\lambda_i = E(y_i) = \alpha \cdot (AADT_i)^\beta \cdot e^{\sum_{j=1}^k \gamma_j \cdot x_{ij}}$$

Donde:

$E(y_i)$: número de accidentes estimado

$AADT$: volumen de tráfico

De esta forma, el análisis se realizó para Israel y para Alemania por separado. Las siguientes ecuaciones presentan los modelos calibrados que describen el número medio estimado de accidentes como función de la consistencia, la longitud del tramo de carretera y el volumen de tráfico.

El modelo israelí es:

$$LOG(\lambda_i) = LOG(1.256 \cdot 10^{-5}) + 1.677 \cdot LOG(AADT) + 0.061 \cdot L - 0.228 \cdot RC$$

El modelo alemán es:

$$LOG(\lambda_i) = LOG(6.902 \cdot 10^{-3}) + 0.635 \cdot LOG(AADT) + 0.226 \cdot L - 0.114 \cdot RC$$

Donde:

$AADT$: volumen de tráfico

L : longitud del tramo

RC : consistencia de la carretera

Siguiendo con esta misma línea de investigación, en España, Camacho et al. (2011) presentan un modelo que relaciona el índice de consistencia, desarrollado en el mismo trabajo y enunciado en el apartado correspondiente, con la tasa de accidentes. El resultado presenta una correlación del 46.3%.

$$ECR = \frac{1}{2.40939 + 0.00403287 \cdot C}$$

Donde:

ECR : tasa de accidentes estimada

C : índice de consistencia del diseño calculado como $C = \frac{\bar{v}_{85}^2}{\Delta v_{85}}$

Siendo:

v_{85} la velocidad de operación media

Δv_{85} el promedio del decremento de la velocidad de operación en cada deceleración

5. Conclusiones

La accidentalidad que se produce en la carretera es uno de los problemas más relevantes de nuestra sociedad, causando miles de víctimas cada año. Para intentar reducir este número y mejorar la seguridad vial es necesario analizar el trazado de las carreteras desde la fase de proyecto. Para ello, una de las técnicas más importantes es el análisis de la consistencia.

Se define consistencia como el grado de adecuación entre el comportamiento de la vía y lo

que el conductor espera de la misma. En una carretera con una consistencia mayor el conductor se sentirá más cómodo, reduciendo el número de sobresaltos y, por tanto, la siniestralidad. Por ello, a la hora de diseñar una vía, es recomendable analizar la consistencia del diseño geométrico.

Sin embargo, esta tarea es complicada ya que el concepto de consistencia hace referencia fundamentalmente a las características operacionales de la vía y, por tanto, su consideración en la fase de planeamiento y diseño no puede realizarse directamente, sino que es necesario estimar dichas características a partir de ciertas variables disponibles en fase de diseño, casi todas de carácter geométrico.

Para estimar la consistencia en un tramo de carretera la variable más importante es la velocidad de operación. Esta velocidad puede estimarse a partir de modelos estadísticos que la relacionan con diferentes características geométricas de la carretera. Existe una gran diversidad de modelos: para diferentes elementos del trazado, con diferentes variables explicativas, etc. Por ello, a la hora de evaluar una carretera será necesario elegir el modelo para la estimación de la velocidad que más se adapta a las características de la misma. Esta tarea es especialmente importante en lo que se refiere al ámbito geográfico ya que se ha comprobado que el comportamiento de los conductores varía geográficamente, por lo que en caso de utilizar un modelo de, por ejemplo, otro país sería necesaria una recalibración con datos procedentes de carreteras del entorno de la que se va a evaluar.

Una vez obtenida la estimación de la velocidad de operación del tramo de carretera a analizar, puede realizarse la evaluación de la consistencia, en la que también es decisivo el modelo de consistencia a utilizar.

De esta forma, conociendo la relación existente entre la consistencia y la siniestralidad, puede estimarse bien el número de accidentes o bien la tasa de accidentalidad que permita evaluar si una solución de trazado es buena, aceptable o mala, según criterios previamente establecidos.

Con los modelos presentados en este documento y su aplicación durante la fase de planeamiento y de proyecto de una carretera, pueden evaluarse las distintas soluciones existentes, de forma que un criterio en la elección sea la seguridad vial que ofrece a partir de la estimación de accidentes. Con este análisis, la accidentalidad puede reducirse considerablemente sin necesidad de grandes costes.



6. Referencias

- Al-Masaeid, H.R., Hamed, M., Aboul-Ela, M. y Ghannan, A.G. (1995). Consistency of horizontal alignment for different vehicle classes. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1500, pp. 178-183.
- Anderson, I.B., Bauer, K.M., Harwood, D.W y Fitzpatrick, K. (1999). Relationship to safety of geometric design consistency measures for rural two-lane highways. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1658, pp. 43-51.
- Anderson, I.B. y Krammes, R.A. (2000). Speed reduction as a surrogate for accident experience at horizontal curves on rural two-lane highways. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1701, pp. 86-94.
- Andueza, P. J. (2000). Mathematical models of vehicular speed on mountain roads. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1701, pp. 104-110.
- Awata, M. y Hassan, Y. (2002). Towards establishing an overall safety-based geometric design consistency measure. 4th Transportation Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering.
- Bella, F. (2007). Parameters for evaluating speed differential: contribution using driving simulator. 86th Annual Meeting Transportation Research Board, Washington D.C.
- Bella, F. (2008). Assumptions of operating speed-profile models on deceleration and acceleration rates: verification in the driving simulator. 87th Annual Meeting Transportation Research Board, Washington D.C.
- Bonneson, J.A y Pratt, M.P. (2009). A model for predicting speed along horizontal curves on two-lane highways. 88th Annual Meeting Transport Research Board, Washington, D.C.
- Cafiso, S. (2000). Experimental survey of safety condition on road stretches with alignment inconsistencies. 2nd International Symposium on Highway Geometric Design, Mainz, Germany, pp. 377-387.
- Cafiso, S., Di Graziano, A., La Cava, G., Lamm, R., y Heger, R. (2004). In-field data collection for driving behavior analysis using the DIVAS instrumented car. 14th International Congress of the Italian Society of Highway Infrastructure, Florence, Italy.
- Cafiso, S., La Cava, G. y Montella, A. (2007). Safety index for evaluation of two-lane rural highways. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2019, pp. 136-156.
- Cafiso, S. y La Cava, G. (2009). Driving performance, alignment consistency and road safety. real-world experiment. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2102, pp. 1-8.

Camacho Torregrosa, F.J., Pérez Zuriaga, A.M. y García García, A. (2011). New geometric design consistency model based on operating speed profiles for road safety evaluation. 3rd International Conference on Road Safety and Simulation. Indianapolis, USA.

Castro, M., Iglesias, L., Rodríguez-Solano, R., y Sánchez, J. A. (2008). Highway safety analysis using geographic information systems. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport, Vol. 161 (2), pp. 91-97.

Datta, T. K., Perkins, D. D., Taylor, J. I., y Thompson, H. T. (1983). Accident surrogates for use in analyzing highway safety hazards, Vol. II, Technical Report. Report No. FHWA/RD-82/103-105. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Collins, K.M. y Krammes, R.A. (1996). Preliminary validation of a speed-profile model for design consistency evaluation. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1523, pp. 11-21.

Crisman, B., Marchionna, A., Perco, P., y Roberti, R. (2005). Operating speed prediction model for two-lane rural roads. Departamento de Ingeniería Civil - Universidad de Trieste.

Easa, S. M. (2003). Improved speed-profile model for two-lane rural highways. NRC Canada , pp. 1055-1065.

Figuroa Medina, A. M., y Tarko, A. P. (2007). Speed changes in the vicinity of horizontal curves on two-lane rural roads. Journal of Transportation Engineering - ASCE, pp. 217-222.

Fitzpatrick, K., Wooldridge, M.D., Tsimhoni, O., Collins, J.M., Green, P., Bauer, K.M., Parma, K.D., Koppa, r., Harwood, D.W, Anderson, I., Krammes, R.A. y Poggioli, B. (1999). Alternative design consistency rating methods for two-lane rural highways. Federal Highway Administration – U.S. Department of Transportation. [REPORT DTFH61-95-R-00084].

Fitzpatrick, K., Elefteriadou, L., Harwood, D. W., Collins, J. M., McFadden, J., Anderson, I. B., y otros. (2000). Speed prediction for two-lane rural highways. FHWA.

Fitzpatrick, K., y Collins, J. M. (2000). Speed-profile model for two-lane rural highways. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1737, pp. 42-49.

Fitzpatrick, K., Miaou, S.-P., Brewer, M., Carlson, P., y Wooldridge, M. D. (2003). Exploration of the relationships between operating speed and roadway features. 82nd Annual Meeting Transportation Research Board, Washington, D.C.

Glennon, J. C., Neuman, T. R. y Leisch, J. E. (1986). Safety and operational considerations for design of rural highway curves. Rep. No. FHWA/RD-86/035, Federal Highway Administration.

Gibreel, G. M., Easa, S.M., Hassan, Y. y El-Dimeery, I.A. (1999). State of the art of highway geometric design consistency. Journal of Transportation Engineering, Vol. 125, pp. 305-313.



Gibreel, G. M., Easa, S. M., y El-Dimeery, I. A. (2001). Prediction of operating speed on three-dimensional highway alignments. *Journal of Transportation Engineering - ASCE* , pp. 21-30.

Hassan, Y., Sayed, T. y Taberner, V. (2001). Establishing practical approach for design consistency evaluation. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 127, pp. 295-302.

Hassan, Y. (2004). Highway design consistency: refining the state of knowledge and practice. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1881, pp. 63-71.

Heger, R. (1995). Driving behavior and driver mental workload as criteria for highway geometric design quality. *International Symposium on Highway Geometric Design Practices*, Boston.

Hirsh, M. (1987). Probabilistic approach to consistency in geometric design. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 113 (3), pp. 268–276.

Islam, M. N., y Seneviratne, P. N. (1994). Evaluation of design consistency of two-lane highways. *ITE J.*, Vol. 64 (2), pp. 28–31.

Jessen, D. R., Schurr, K. S., McCoy, P. T., Pesti, G., y Huff, R. R. (2001). Operating speed prediction on crest vertical curves of rural two-lane highways in nebraska. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1751, pp. 67-75.

Kanellaidis, G., Golias, J., y Efstathiadis, S. (1990). Driver's speed behaviour on rural road curves. *Traffic Engineering and Control*, Vol. 31(7/8), pp. 414–415.

Kockelke W. y Steinbrecher J. (1987). Driving behavior investigations with respect to traffic safety in the area of community entrances. Report of the Research Project 8363 of the German Federal Research Institute (Bundesanstalt für Strassenwesen Bereich Unfallforschung - BAST); n°153; Bergisch Gladbach, Germany.

Krammes, R. A., Rao, K. S., y Oh, H. (1995). Highway geometric design consistency evaluation software. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1500, pp. 19–24.

Lamm, R., y Choueiri, E. M. (1987). Recommendations for evaluating horizontal design consistency based on investigations in the State of New York. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1122, pp. 68–78.

Lamm, R., Choueiri E. M., y Hayward J. C. (1988). Tangent as an independent design element. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1195, pp. 123–131.

Lamm, R., Choueiri, E. M., Hayward, J. C., y Paluri, A. (1988b). Possible design procedure to promote design consistency in highway geometric design on two-lane rural roads. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1195, pp. 111–122.

Lamm, R., Choueiri, E. M., y Mailaender, T. (1992). Traffic safety on two continents—a ten year analysis of human and vehicular involvements. Strategic Highway Research Program (SHRP) and Traffic Safety on Two Continents, 18–20.

Lamm, R., Choueiri, E.M., Psarianos, B. y Soilemezoglou, G. (1995). A practical safety approach to highway geometric design. International case studies: Germany, Greece, Lebanon, and the United States. International Symposium on Highway Geometric Design Practices, Boston.

Lamm, R., Psarianos, B., y Mailaender, T. (1999). Highway design and traffic safety engineering handbook. McGraw-Hill Companies, Inc., New York, N.Y.

Lee, S., D. Lee, y J. Choi. (2000). Validation of the 10 mph rule in highway design consistency procedur". 2nd International Symposium on Highway Geometric Design, Mainz, Germany, pp. 364–376.

Leisch, J. E., y Leisch, J. P. (1977). New concepts in design-speed application. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 631, pp. 4–14.

Mattar-Habib, C., Polus, A. y Farah, H. (2008). Further evaluation of the relationship between enhanced consistency model and safety of two-lane rural roads in Israel and Germany. European Journal of Transport and Infrastructure Research, Vol. 8(4), pp. 320-332.

McFadden, J., y Elefteriadou, L. (1997). Formulation and validation of operating speed-based models using bootstrapping. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1579, pp. 97–103.

McFadden J. y Elefteriadou L. (2000). Evaluating horizontal alignment design consistency of two-lane rural highway: development of new procedure. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1737.

McLean, J. (1981). Driver speed behavior and rural road alignment design. Traffic Engineering & Control, Vol. 22, No. 4, pp. 208-211.

Messer, C. J. (1980). Methodology for evaluating geometric design consistency. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 757, pp. 7–14.

Misaghi, P. (2003). Modelling operating speed and speed differential for design consistency evaluation. M.Sc. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada.

Misaghi, P. y Hassan, Y. (2005). Modeling operating speed and speed differential on two-lane rural roads. Journal of Transportation Engineering / ASCE, pp. 408-417.

Morrall, J. F., y Talarico, R. J. (1994). Side friction demanded and margins of safety on horizontal curves. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1435, pp. 145-152.



Nicholson, A. (1998). Superelevation, side friction, and roadway consistency. *Journal of Transportation Engineering*, Vol.124(5), pp. 411–418.

Nie, B., y Hassan, Y. (2007). Modeling driver speed behavior on horizontal curves of different road classifications. 86th Annual Meeting Transportation Research Board.

Ng, J. C. W. y Sayed, T. (2004). Effect of geometric design consistency on road safety. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 31, No. 2, pp. 218.

Ottesen, J. L., y Krammes, R. A. (2000). Speed-profile model for a design-consistency evaluation procedure in the United States. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1701, pp. 76-85.

Park, P.Y, Miranda-Moreno, L.F, y Saccomanno, F.F. (2010). Estimation of speed differentials on rural highways using multilevel models. 85th Annual Meeting Transportation Research Board.

Passetti, K., y Fambro, D. B. (1999). Comparison of passenger car speeds at curves with spiral transitions and circular curves. 78th Annual Meeting Transportation Research Board.

Perco, P., y Robba, A. (2006). Evaluation of the deceleration rate for the operating speed-profile model.

Pérez Zuriaga, A.M., García García, A., Camacho Torregrosa, F.J. y D'Attoma, P. (2010). Modeling operating speed and deceleration on two-lane rural roads with global positioning system data. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 2171, pp. 11-20.

Pérez Zuriaga, A.M., García García, A. y Camacho Torregrosa, F.J. (2011). Study of tangent-to-curve transition on two-lane rural roads with continuous speed profiles. 90th Annual Meeting Transportation Research Board.

Polus, A. (1980). The relationship of overall geometric characteristics to the safety level of rural highways. *Traffic Quarterly*, vol. 34, pp. 575-585.

Polus, A., Fitzpatrick, K., y Fambro, D. B. (2000). Predicting operating speeds on tangent sections of two-lane rural highways. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, Vol. 1737, pp. 50-57.

Polus, A. y Mattar-Habib, C. (2004). New consistency model for rural highways and its relationship to safety. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130, No. 3, p. 286-293.

Polus, A., Pollatschek, M. y Mattar-Habib, C. (2005). An enhanced integrated design-consistency model for both level and mountainous highways and its relationship to safety. *Road and Transportation Research*, Vol. 14, No. 4, pp. 13-26.

SETRA (1986). Vitesses pratiqués et géométrie de la route. Note d'Information B-C 10, Service

d'Etudes Techniques des Routes et Autoroute (SETRA), Paris.

Stimpson, W. A., McGee, H. W., Kittelson, W. K., y Ruddy, R. H. (1977). Field evaluation of selected delineation treatments for two-lane rural highways. Report No. FHWA-RD-77-118. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Taragin, A. (1954). Driver performance on horizontal curves. 33rd Annual Meeting of the Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 446-466.

Tarris, J.P., Poe, C.M., Mason Jr., J.M. y Goulias, K.G. (1996). Predicting operating speeds on low-speed urban streets: regression and panel analysis approaches. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1523, pp. 46-54.

Taylor, J. I., McGee, H. W., Sequin, E. L. y Hostetter, R. S. (1972). NCHRP Report 130: Roadway Delineation Systems. HRB, National Research Council, Washington, D.C.

Terhune, K. W., y Parker, M. R. (1986). An evaluation of accident surrogates for safety analysis of rural highways. Report No. FHWA/RD-86/127. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Treat, J.R, Tumbas, N.S., McDonald, S.T., Shinar, D., Hume, R.D., Mayer, R.E., Stansifer, R.L. y Castellán, N.J. (1979). Tri-level study of the causes of traffic accidents: Final report – Executive summary. Bloomington. Institute for Research in Public Safety. [REPORT No. DOT-HS-034-3-535-79-TAC(S)].

Voigt, A. (1996). Evaluation of alternative horizontal curve design approaches on rural two-lane highways. Report No. TTI-04690-3, Texas Transportation Institute (TTI).

Wooldridge, M. D (1994). Design consistency and driver error. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1445, pp. 148-155.

Wooldridge, M. D., Fitzpatrick, K., Koppa, R., y Bauer, K. (2000). Effects of horizontal curvature on driver visual demand. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1737, pp. 71-77.

Zegeer, C., Stewart, R., Reinfurt, D., Council, F., Neuman, T., Hamilton, E., Miller, T. y Hunter, W. (1990). Cost effective geometric improvements for safety upgrading of horizontal curves. Report FHWA-RD-90-021. FHWA, U.S. Department Transportation.



Plataforma Tecnológica Española de la Carretera (PTC)

General Pardiñas, 15 – 1º
28001 Madrid (España)

Tel.: + (34) 91 444 82 39

Fax: + (34) 91 431 54 42

E-mail: info@ptcarretera.es

Web: www.ptcarretera.es

Con el apoyo de



En colaboración con:

