

Experiencia norteamericana en modelos que relacionan el número de accidentes y las variables del proyecto geométrico de las carreteras convencionales



Por IGNACIO PÉRLZ PÉREZ
UNIVERSIDADE DA CORUÑA,
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMI-
NOS, CANALES Y PUERTOS,
MIEMBRO DEL COMITÉ TÉCNICO
DE SEGURIDAD VIAL DE
LA ASOCIACIÓN TÉCNICA
DE CARRETERAS.

1. Introducción

La investigación científica sobre la relación existente entre el proyecto geo-

métrico de las carreteras y la seguridad de la circulación, hasta ahora, ha alcanzado resultados poco satisfactorios. Esto se debe, fundamentalmente, a la gran diversidad de factores que influyen en la seguridad de la circulación, cuya presencia distorsiona el efecto que el trazado tiene en la siniestralidad. Además, la mayoría de los accidentes resultan de la interacción entre dichos factores, de modo que se dificulta la determinación de una causa única.

A la hora de abordar el estudio de la influencia que tiene el trazado geométrico de las carreteras sobre el acaecimiento de los accidentes, tradicionalmente se han seguido dos planteamientos. El primero consiste en llevar a cabo

estudios "antes" y "después" de la ejecución de una actuación de mejora del trazado, como, por ejemplo, la ampliación del radio de curvas. El segundo planteamiento consiste en el ajuste y calibración de "**modelos de regresión multivariante**", que estiman el número de accidentes a través de las variables que conforman el proyecto geométrico o físico de las carreteras.

El objeto de este artículo es divulgar una serie de modelos elaborados mediante el segundo planteamiento, o sea, modelos de regresión multivariante que relacionan la siniestralidad con distintas características geométricas y del tráfico de las carreteras. También se explicará un modelo exponencial, que permite el aná-

lisis de los accidentes producidos en los márgenes de las carreteras, confeccionado mediante procedimientos probabilísticos. Además, se describirá un modelo teórico: es decir, no validado con datos reales, que predice la frecuencia de accidentes en las curvas verticales. Todos ellos se han extraído de la experiencia norteamericana en esta materia, derivada esencialmente de diversas investigaciones dirigidas por el U. S. Department of Transportation (DOT), Federal Highway Administration (FHWA).

La difusión de estos modelos permite dar a conocer las variables del trazado más frecuentemente empleadas con el fin de predecir la siniestralidad de las carreteras convencionales de los Estados Unidos de Norteamérica; asimismo se presentan los órdenes de magnitud de los coeficientes y los exponentes empleados en ellos. Disponer de una buena predicción de los accidentes de circulación vial es una herramienta muy útil, tanto en la fase de proyecto de nuevas carreteras como en la del diseño de las actuaciones de mejora de la seguridad vial en las que se encuentran en servicio.

Los apartados de este artículo se estructuran dependiendo de que la predicción esté basada en los parámetros geométricos de planta, alzado, sección transversal y márgenes de la carretera. Además, se describirá un "modelo múltiple": es decir, un modelo que integra el efecto de todos estos elementos del proyecto geométrico. Como se verá más adelante, este modelo múltiple se elaboró a partir de los archivos del Highway Safety Information System (HSIS) de los Estados de Minnesota y Washington.

Por último, conviene aclarar que los modelos que se expondrán a continuación solamente permiten realizar la predicción de accidentes en las condiciones específicas de circulación de las carreteras norteamericanas convencionales en campo abierto, y que sirvieron

de base para calibrar los modelos que se expondrán a continuación.

2. Planta

2.1. Curvas circulares

Tradicionalmente, con la finalidad de cuantificar los efectos producidos en el índice de peligrosidad, como una consecuencia de la modificación de las características geométricas específicas de las alineaciones curvilíneas, los investigadores norteamericanos se han concentrado, primordialmente, en el **grado de curvatura** (D^g) de la curva circular. Como es de todos sabido, el **grado de curvatura** es la medida del ángulo central de la curva circular que subtende un arco de determinada longitud (figura 1). Esta medida se da en grados sexagesimales y se obtiene a partir de un sistema **arco-grado**. Cuando se emplean unidades inglesas el **arco base** (a_b) es de 100 pies de longitud y en el sistema métrico puede ser de 10 o de 20 metros de longitud (Carciente, 1985; Hickerson, 1981).

Por otra parte, debido a las diferentes técnicas empleadas tanto en la estimación de la intensidad de tráfico como en la identificación de los accidentes vinculados con las alineaciones curvilíneas, se ha diferido considerablemente en las predicciones de accidentes reali-

zadas en función del grado de curvatura. Aun así, en líneas generales estas investigaciones han demostrado que, cuando el grado de curvatura aumenta, se incrementa la siniestralidad (NCHRP Report 197, 1978; Dart y otros, 1970). En este sentido, Glennon y otros (1983) realizaron un estudio para la FHWA donde se investigó la relación existente entre el grado de curvatura y los accidentes en estas alineaciones. Estos investigadores estimaron que en las condiciones norteamericanas de dicho estudio, al incrementar el grado de curvatura en 1° (sexagesimal) se obtendría un aumento de 0,0336 accidentes por millón de vehículos:

$$A = 0,902 (L) \cdot (V) + 0,0336 (D) \cdot (V) \quad (1)$$

siendo:

A = Número total de accidentes (accidentes con víctimas + accidentes con sólo daños materiales) acaecidos en la alineación curvilínea durante un año.

L = Longitud de la alineación curvilínea circular en millas.

V = Volumen de tráfico en 10^6 vehículos.

R = Radio de la curva circular en pies.

D = Grado de curvatura en grados sexagesimales con 100 pies de arco base = $5730/R$.

En este modelo 0,902 es el valor numérico de un índice de accidentes expresado como el número total de accidentes/ 10^6 vehículos-milla al año en las ali-

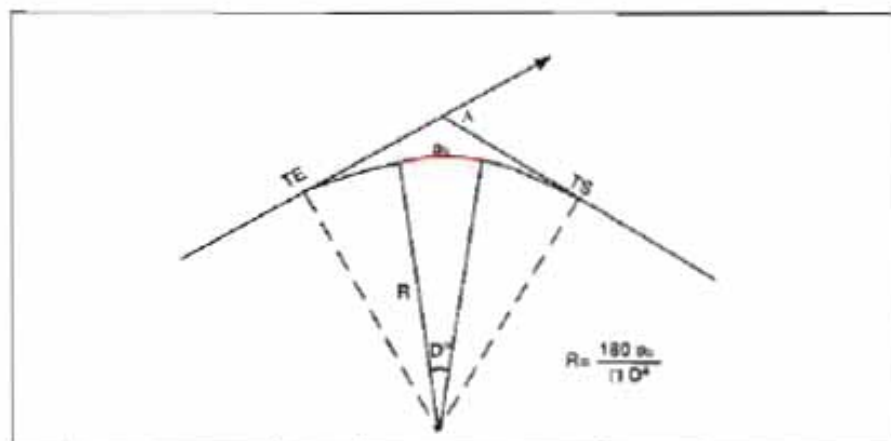


Figura 1. Relación entre el radio de la curva circular y el grado de curvatura D (fuente Carciente, 1985).

neaciones rectas. Cuando sea posible, este valor se debe reemplazar por un índice de accidentes en tramos en línea recta que sea representativo de las condiciones locales de la carretera bajo consideración. Este modelo solamente es válido para curvas con grados de curvatura hasta 15°.

La ecuación anterior está conformada por dos partes. Por un lado, se representa el efecto de giro de naturaleza continuada que se produce en la curva en sí misma, y, que es directamente proporcional al tráfico en 10⁶ vehículos-milla al año. Por otro lado, se relacionan el efecto producido tanto en la tangente de entrada como en la de salida de la curva circular; y, que es directamente proporcional al grado de curvatura, así como a la exposición al riesgo (Glenon y otros, 1983).

Otro modelo de predicción de accidentes disponible es el que fue desarrollado por Zegeer y otros (1991) en una investigación sobre las actuaciones de mejora de la seguridad vial de las curvas horizontales, llevada a cabo también para la FHWA. En esta ocasión el modelo presentado tenía la forma siguiente (NCHRP Report 374, 1995):

$$A = [1,552 (L) \cdot V + 0,014 (D) \cdot (V) - 0,012 (S) (V)] (0,978)^{w1-10} \quad (2)$$

siendo:

A = Número total de accidentes (accidentes con víctimas + accidentes con sólo daños materiales) acaecidos en la alineación curvilínea durante un año.

L = Longitud de la alineación curvilínea circular en millas.

V = Volumen de tráfico en 10⁶ vehículos.

D = Grado de curvatura en grados sexagesimales con 100 pies de arco base.

S = Presencia de una curva de transición:

1 si existe curva de transición.

0 si no existe curva de transición.

w1 = Ancho total de la plataforma en

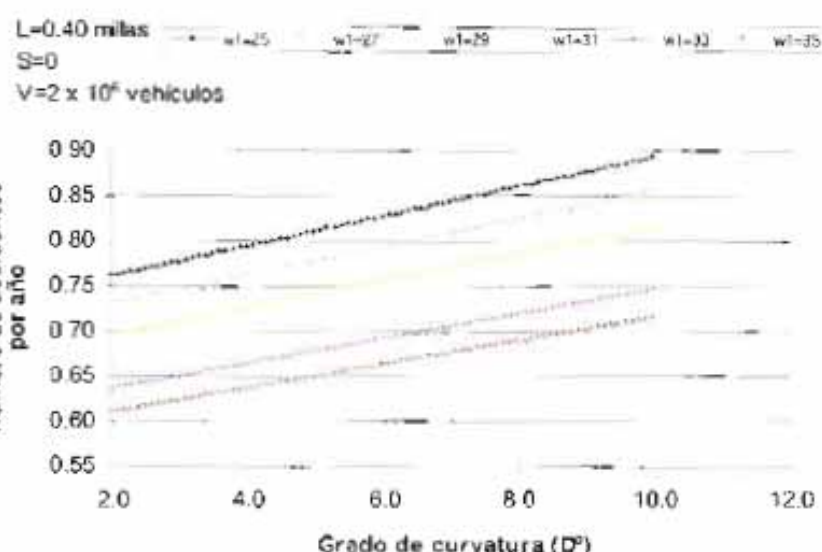


Figura 2. Relación entre el número de accidentes y el grado de curvatura para varios anchos de calzada.

pies (cariles + arcenes) en la curva

En este último modelo se estima un índice de accidentes de base de 1,552 accidentes totales/10⁶ vehículos-milla al año. A diferencia del modelo anterior, en éste también se considera el ancho total de la plataforma, teniendo en cuenta la anchura de los dos carriles y los arcenes. Así, como se aprecia en la figura 2, a medida que aumenta el grado de curvatura y disminuye el ancho de la plataforma se incrementaría el número de accidentes.

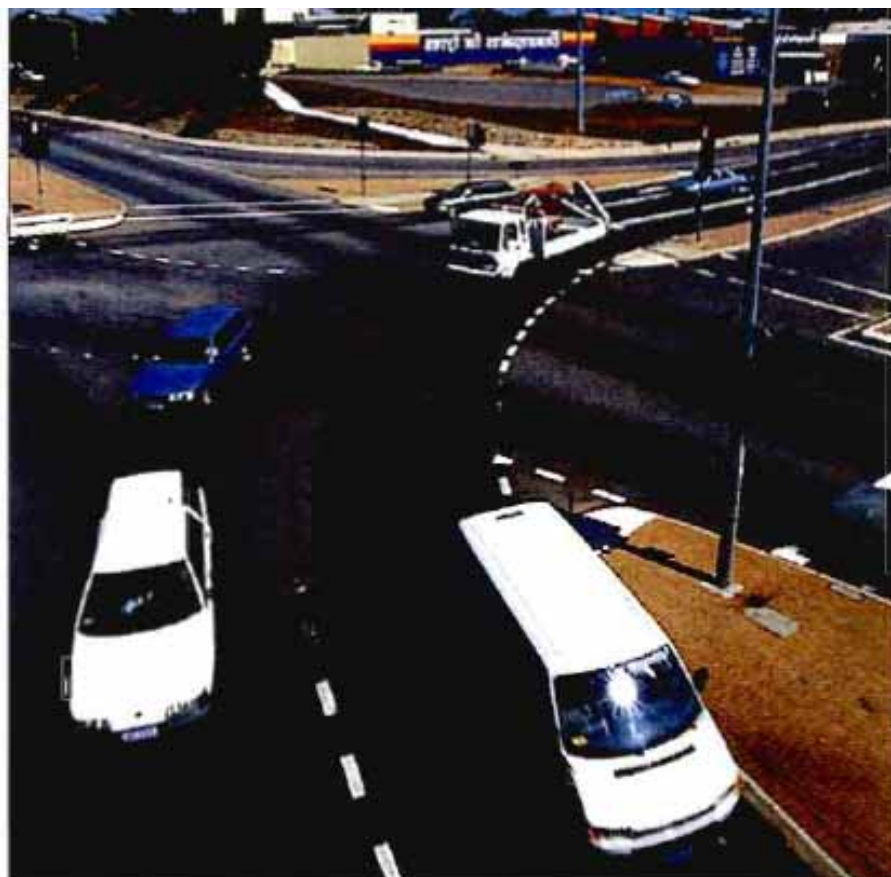
Otra diferencia fundamental consiste en que aquí se introduce la presencia o no presencia de curvas de transición como un factor que hay que tener en cuenta en los accidentes. De tal manera que la presencia de una curva de transición originaría un impacto beneficioso en la seguridad: específicamente, se reducirían 0.012 accidentes por millón de vehículos.

Como es obvio, una limitación de ambos modelos consiste en la no inclusión de ningún tipo de parámetro que relacione tanto los efectos producidos por los márgenes como por el alzado de la carretera. Además, en este tipo de emplazamientos la seguridad

de la circulación no está influenciada solamente por las características geométricas y físicas de la curva en sí misma, sino que también se ve afectada por las singularidades de los dos tramos de la carretera que son adyacentes a la curva en cuestión.

2.2. Curvas de transición

La investigación referente al efecto que provocan las curvas de transición sobre la seguridad de la circulación vial es muy limitada. En este sentido, los estudios realizados acerca de este asunto han arrojado resultados contrapuestos, dando lugar a efectos relativamente débiles. Por ejemplo, Council (1992) realizó una investigación con el fin de evaluar, preferentemente, el impacto de las curvas de transición, de tal manera que se centró en la repercusión de seguridad provocada por las curvas de transición en sí mismas y no en el efecto del grado de curvatura. Para ello, dicho investigador comparó los accidentes en alineaciones provistas con curvas de transición con los de aquellas que carecían de este tipo de curvas. En este análisis, obtuvo que más de un 75% de las curvas, con o sin transiciones, tenían



Los modelos logísticos lineales son suficientemente robustos como para predecir la probabilidad de que en un emplazamiento ocurran uno o más accidentes de circulación vial en cinco años.

cero accidentes durante un período de cinco años.

Consiguientemente, debido a este hecho y también a que existen otras variables con una gran correlación con los accidentes, decidió desarrollar **modelos logísticos lineales (Logit)** (Peña, 1992). Estos modelos son suficientemente robustos como para predecir la probabilidad de que en un emplazamiento ocurran uno o más accidentes de circulación vial en cinco años. Esta técnica estadística tiene la ventaja de permitir identificar el efecto producido por la curva de transición aun cuando éste sea muy débil (Peña, 1992).

Council (1992) desarrolló 30 modelos muy similares, dentro de tres categorías de terreno: montañoso, ondulado y llano. A modo de ejemplo se expone, a continuación, uno de los modelos logísticos lineales correspondiente a la categoría de terreno llano, para unos valores del grado de curvatura de la curva circular; entre 1° (radio de 5 730 pies) y 10° (radio de 573 pies) y una IMD de hasta 20 000 vehículos inclusive (Council, 1992):

$$\begin{aligned} \text{logit}(p) = & -3,2042 + 0,4336 (S) + \\ & 0,3125 \left(\frac{\text{IMD}}{1000} \right) + 0,4624(D) - 0,0238 \cdot \\ & \cdot (D^2) - 0,1397 (S \cdot D) \end{aligned} \quad (3)$$

siendo:

$$\text{logit}(p) = \log \left(\frac{p}{1-p} \right) = B_0 + \sum_{i=1}^j B_i \cdot x_i$$

B_0 = Constante de interceptación (ordenada en el origen).

B = Vector de las pendientes de las variables predictivas del modelo.

$p = \text{Pr}(Y=1/x)$ = Probabilidad de que ocurran uno o más accidentes en el emplazamiento Y en un período de cinco años, siendo x el vector de las variables predictivas del modelo.

S = Presencia de una curva de transición:

1 si existe curva de transición.

0 si no existe curva de transición.

IMD = Intensidad media diaria

D = Grado de curvatura de la curva circular en grados sexagesimales con 100 pies de arco base.

En el modelo anterior, el resultado de Y puede tomar uno de los dos posibles valores denotados por comodidad de la siguiente forma: 1 (cuando hay

uno o más accidentes en cinco años) o 2 (cuando hay cero accidentes durante el mismo período). Como se observa en la expresión anterior, el procedimiento de **regresión logístico lineal** trata de modelar el logaritmo de la probabilidad de que haya uno o más accidentes dividida entre la probabilidad de que no se produzca ninguno, como una función de una serie de variables predictivas. Consecuentemente, cuando la probabilidad p es mayor que 0,5 se considera que el emplazamiento tiene 1 o más accidentes. Por el contrario, en el supuesto de que la probabilidad sea menor que 0,5 se toma éste como un emplazamiento sin accidentes.

Tal y como se desprende de la ecuación anterior, para el nivel de terreno llano, se tiene que en un amplio rango de emplazamientos la probabilidad de que se originen 1 o más accidentes disminuye con la presencia de una curva de transición (figura 3). Lógicamente, esta probabilidad aumenta con la IMD. Además, se observa que la interacción entre la presencia de una curva de transición y el grado de curvatura indicaría que, aproximadamente, las transiciones serían beneficiosas en los emplazamientos con grados de curvatura mayores que $3,1^\circ$ sexagesimales, correspondientes a un radio de 1 848 pies. Sin embargo, independientemente del grado de curvatura, el efecto positivo de las transiciones se diluye, alrededor de IMD superiores a 20 000 vehículos.

Por otra parte, en la tabla 1 figuran los valores de la probabilidad de que ocurran 1 o más accidentes en función de la IMD, del grado de curvatura (D°) y, también, del hecho de que exista o no exista una curva de transición. Hay que recordar que esta probabilidad siempre se ha deducido de las condiciones particulares de esta investigación llevada a cabo por Council. En esta tabla puede observarse que, para valores del gra-

do de curvatura iguales a 1° , la probabilidad de que ocurran 1 o más accidentes (en cinco años) se incrementaría tanto con la presencia de una curva de transición como con el aumento de la IMD. Según parece, en este caso (o sea en curvas horizontales con radio de 5 730 pies), el impacto de seguridad sería desfavorable, ya que la probabilidad de que haya 1 o más accidentes sería siempre superior cuando existen transiciones.

Por otro lado, en la misma tabla se aprecia que, como es obvio, cuando D es igual a 5° (o lo que es lo mismo en curvas circulares con un radio de 1 146 pies) al incrementarse la IMD también aumentaría la probabilidad mencionada anteriormente. Pero observe que, contrariamente a lo que pasaba con un $D = 1^\circ$, ahora la presencia de una curva de transición tendría un efecto beneficioso sobre la seguridad de la circulación vial. En este supuesto, para intensidades medias diarias iguales a 100, 5 000 y 20 000 se obtendrían siempre reducciones de la probabilidad de que ocurran 1 o más accidentes.

Asimismo, se puede observar que con un D de 10° ; es decir, un radio de 573 pies y una IMD igual a 100 se aprecia una reducción de la probabilidad en un 53,74%, siendo ésta la mayor de todas las contempladas en la tabla 1.

Como ya se dijo anteriormente, una posible inconveniencia de este modelo logístico lineal sería el hecho de que con una IMD igual a 20 000 predice, para los tres grados de curvatura y con o sin curvas de transición, una pro-

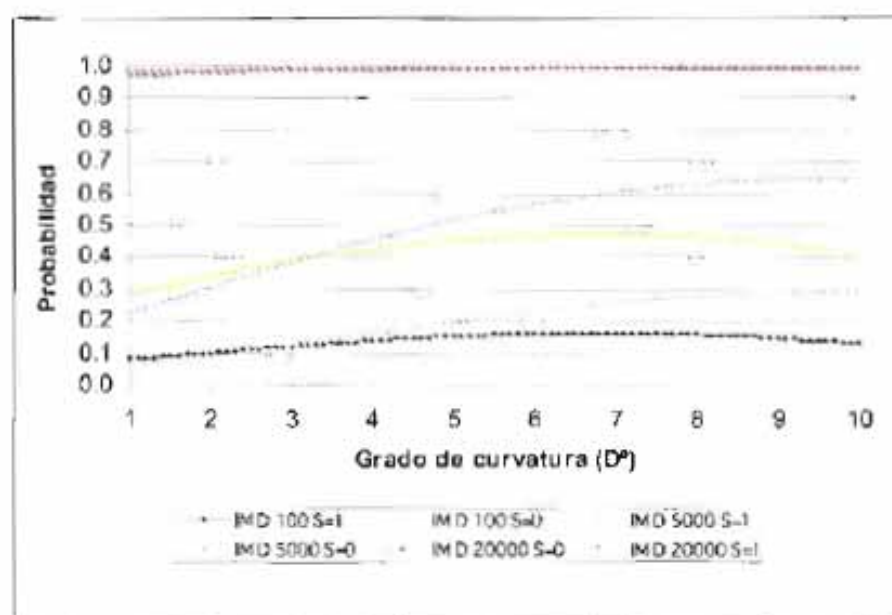


Figura 3. Probabilidad de que ocurran 1 o más accidentes en terreno llano.

babilidad de que sucedan 1 o más accidentes cercana a la unidad.

Por último, en las conclusiones de su investigación el mismo Council dice que, a pesar de que los resultados ofrecen alguna luz sobre el efecto de las curvas de transición, éstos aún no están suficientemente claros, y, por lo tanto, se necesita investigar mucho más acerca de este campo de la seguridad de la circulación vial (Council, 1992; Council, 1998).

3. Alzado

Newman y Glennon (1983) han desarrollado un modelo teórico que predice la frecuencia de accidentes en los acuerdos verticales donde hay una distancia de visibilidad restringida. Aunque este modelo no ha sido contrastado con datos reales de accidentes (es

decir, está basado primordialmente en una opinión profesional), proporciona una primera aproximación de los beneficios de seguridad vial susceptibles de alcanzarse como fruto de la mejora de las condiciones geométricas del alzado en los acuerdos verticales. Este modelo de predicción de los accidentes de circulación vial se expresa de la forma siguiente (Newman y Glennon, 1983):

$$A = AR_h \cdot V \cdot [L_{vd} + L_r \cdot F_{tr}] \quad (4)$$

siendo:

A = Número total de accidentes acaecidos en un tramo de carretera que contiene un acuerdo vertical durante un año.

AR_h = Índice medio de accidentes para la carretera específica en accidentes por millón de vehículos-milla.

D	IMD=100			IMD=5 000			IMD=20 000		
	S=0	S=1	% Dif.	S=0	S=1	% Dif.	S=0	S=1	% Dif.
1°	0,0610	0,0801	+31,43	0,2309	0,2872	+24,35	0,9702	0,9777	+0,76
5°	0,1891	0,1518	-19,74	0,5188	0,4527	-12,74	0,9915	0,9890	-0,26
10°	0,2831	0,1310	-53,74	0,6462	0,4107	-36,44	0,9950	0,9870	-0,81

Tabla 1. Probabilidad de 1 o más accidentes en emplazamientos en terreno llano, en función del grado de curvatura, de la IMD y de la presencia de curva de transición.

L_v = Longitud del acuerdo vertical en millas.

V = Volumen de tráfico en el tramo de carretera en 10⁶ vehículos.

L_T = Distancia de visibilidad en millas (distancia de visibilidad menor o igual que el valor especificado por la AASHTO).

F_{ar} = Factor hipotético del índice de peligrosidad que varía según la naturaleza de la restricción de la visibilidad y el grado de peligrosidad en el área de restricción de la visibilidad (Transportation Research Board, 1984).

El índice medio de peligrosidad (AR_m) se toma basándose en los datos recopilados en una longitud de carreteras considerable. En este sentido, Newman y Glennon (1983) indican las condiciones de las carreteras de calzada única mediante un índice de 2.4 accidentes por millón de vehículos-milla. Por otro lado, la distancia de visibilidad restringida (L) es una función de la velocidad y de la geometría de las curvas. La distancia de visibilidad restringida se puede estimar mediante la expresión siguiente (Transportation Research Board, 1984):

$$L = (a_1 + a_2 \cdot G) \cdot \frac{1}{5.28} \quad (5)$$

siendo:

a_1, a_2 = Constantes.

G = Valor absoluto de la diferencia de las inclinaciones de las rasantes.

Las constantes que figuran en la expresión anterior se determinan en función de la distancia de visibilidad de parada y de la velocidad de proyecto.

Un gran inconveniente de este modelo radica en que no ha sido validado utilizando datos reales de accidentes. Además, solamente se puede aplicar en carreteras en campo abierto con curvas verticales que no cumplen manifiestamente los estándares mínimos de proyecto de las distancias de visibilidad de parada especificados por la **American Association of State Highway and Transportation Officials** (AASHTO, 1984).

4. Sección transversal

4.1. Anchura del carril y del arcén

En una carretera, después de ejecutarse un ensanchamiento de los carriles y de los arcenes, se origina una mejora la seguridad de la circulación vial (NCHRP Report 197, 1978). Esta mejora se manifiesta principalmente por el hecho de que los conductores recuperan el control del vehículo y regresan a la carretera cuando sus vehículos se salen fuera de ésta; y, del mismo modo, aumenta la separación lateral entre los vehículos que efectúan la maniobra de adelantamiento y los vehículos que circulan en sentido opuesto. Éste es un factor muy importante en los accidentes con colisiones frontolaterales y frontales.

Para las carreteras convencionales, no existe en la literatura científica internacional un único modelo que relacione los accidentes de tráfico, de una forma clara y consistente, con las características de la sección transversal. La Federal Highway Administration (FHWA) ha estudiado el efecto que sobre la seguridad vial tiene el ancho del carril y arcenes, el tipo de arcén y, también, otras variables (zonas de recuperación, terreno e intensidad de tráfico). Con este fin la FHWA presentó un modelo polinómico que cubre los accidentes de un solo vehículo con salida de la carretera, los que se producen

mediante choques frontales entre vehículos y, igualmente, mediante choques frontolaterales (Zegeer, C.V. y otros, 1987):

$$A = 0.0019 (IMD)^{0.88} (0.879)^w (0.919)^{PA} \cdot (0.932)^{UP} (1.236)^H (0.882)^{TER1} (1.322)^{TER2} \quad (6)$$

siendo:

A = Número de accidentes de los tipos siguientes: salida de la carretera, colisión frontal, colisión frontolateral en sentidos opuestos, colisión frontolateral en el mismo sentido por milla y año.

IMD = Intensidad media diaria (de los dos carriles).

w = Anchura del carril, en pies.

PA = Anchura pavimentada del arcén, en pies.

UP = Anchura sin pavimentar del arcén, en pies.

H = Índice de inseguridad medio en las zonas laterales de la carretera en el tramo de carretera, valorado subjetivamente sobre una escala de 1 (menos peligroso) a 7 (más peligroso).

$TER1$ = 1 para terreno llano, 0 en otros casos.

$TER2$ = 1 para terrenos montañosos, 0 en otros casos.

En la figuras 4a y 4b se representan dos gráficas originadas a partir del modelo correspondiente a la fórmula 6. En ellos, se puede apreciar que, siempre bajo las condiciones específicas de circulación de las carreteras norteamericanas que sirvieron de base para llevar a cabo este estudio, en aquellas con carriles de 11 pies de ancho, sin arcenes e IMD igual a 4 000 cuando, por ejemplo, se ejecutan arcenes de 4 pies de anchura, se produciría un 29% de disminución del número de accidentes. Por otro lado, se tiene que cuando, en una carretera de 9 pies de anchura, sin arcenes y con IMD igual a 1 000, se realiza un ensanche pasando a una anchura de carril de 11 pies, según este modelo se lograría reducir el número de accidentes en un 44.88%.

Un gran inconveniente de este modelo radica en que no ha sido validado utilizando datos reales de accidentes

Otro modelo de accidentes que se puede encontrar en la literatura científica norteamericana es el siguiente (Zeeger y Deacon, 1987):

$$AR = 4,1501 (0,887)^w (0,9562)^{w2} \cdot (1,0026)^{PA} (0,9403)^{PA} (1,0040)^{PA} \quad (7)$$

siendo:

AR = Índice de accidentes (número de accidentes con salida de la carretera y con choques frontales y frontolaterales por millón de vehículos-milla año)

w = Anchura del carril en pies,

w2 = Anchura del arcén en pies (incluyendo la parte pavimentada y sin pavimentar).

PA = Anchura en pies de la parte pavimentada del arcén ($0 \leq PA \leq w2$): $PA=0$ para arcenes sin pavimentar y $UP=w2$ para arcenes completamente pavimentados.

Los límites de aplicación de estos modelos de accidentes son los siguientes: Ancho de los carriles entre 7 y 12 pies y anchuras de los arcenes entre 0 a 10 pies; carreteras interurbanas de dos carriles y con doble sentido de circulación y que además estén pavimentadas; y, por último, tramos de carretera homogéneos, lo cual quiere decir que no incluye los accidentes que se producen en las intersecciones.

Obsérvese que, a diferencia de la ecuación 6, el último modelo de accidentes predice un índice de accidentes en vez del número de accidentes registrados. Según ambos modelos, el ensanchamiento de los arcenes resulta ser una actuación de mejora de la seguridad de la circulación vial menos efectiva que el ensanchamiento de los carriles. Además, la efectividad óptima se obtiene al combinar ambas actuaciones. Hay que tener en cuenta que, cuando dos características se mejoran al mismo tiempo, la reducción del número de accidentes producida como consecuencia de la mejora de una sola de las características será menor.

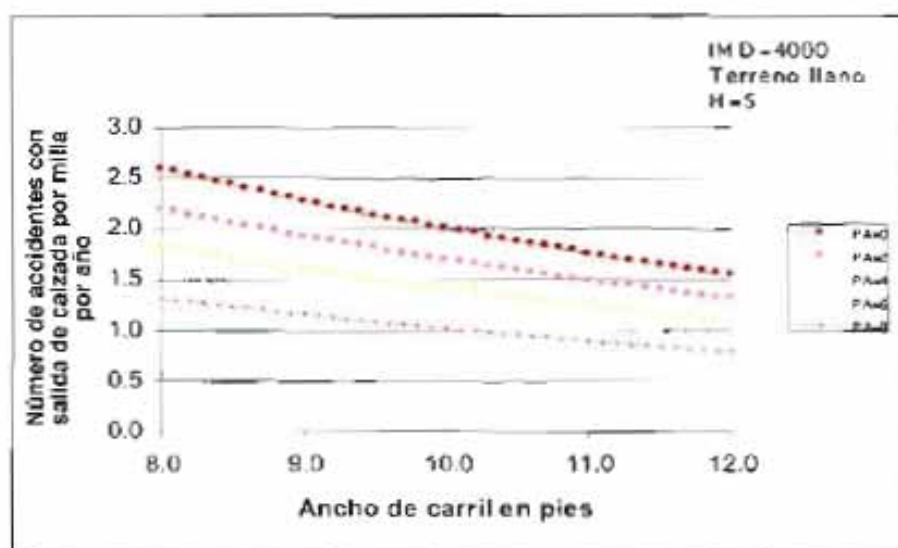


Figura 4a. Relación entre el índice de peligrosidad y la anchura del carril.

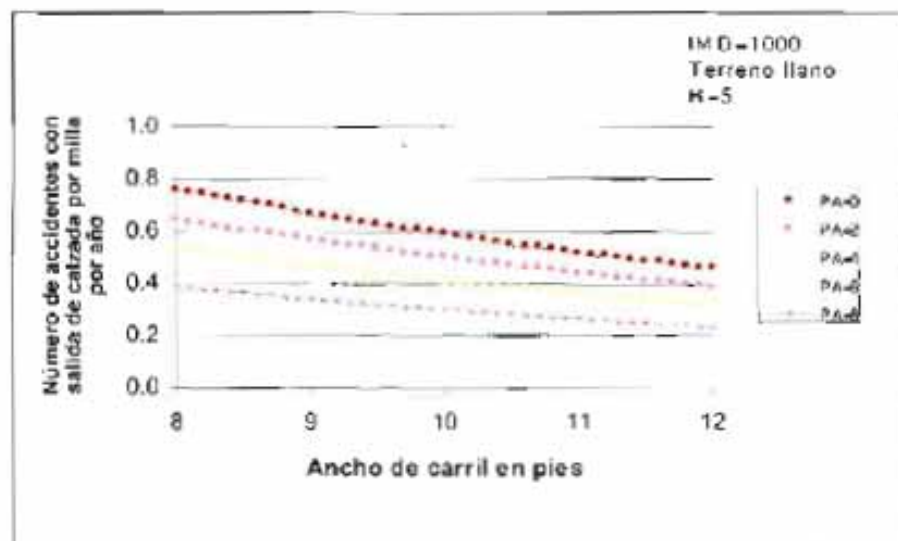


Figura 4b. Relación entre el índice de peligrosidad y la anchura del carril.

4.2. Estrechamiento en puentes

En los emplazamientos donde el tablero de un puente es más estrecho que la sección transversal de la carretera, se crea una restricción en la capacidad de la circulación vial. Esta reducción de la capacidad está directamente relacionada con la reducción de la probabilidad de recuperación del dominio del vehículo cuando está sin control y, también, con el incremento de la posibilidad de que se produzcan colisiones entre los vehículos. En este sentido, diversas investigaciones han revelado que en los puentes el principal factor que afecta a la segu-

ridad de la circulación vial es su anchura (NCHRP Report 197, 1978).

Por otra parte, se define la **anchura relativa de un puente** como la diferencia entre el ancho del puente (incluyendo los dos carriles y los dos arcenes) y el ancho de los dos carriles de la carretera que accede al puente (figura 5). La **anchura relativa de un puente** es mejor indicador de la peligrosidad que el ancho del puente en sí mismo. En un puente el índice de peligrosidad (expresado en términos del número total de accidentes por millón de vehículos) disminuye cuando este indicador aumenta. En carreteras de dos carriles y cal-

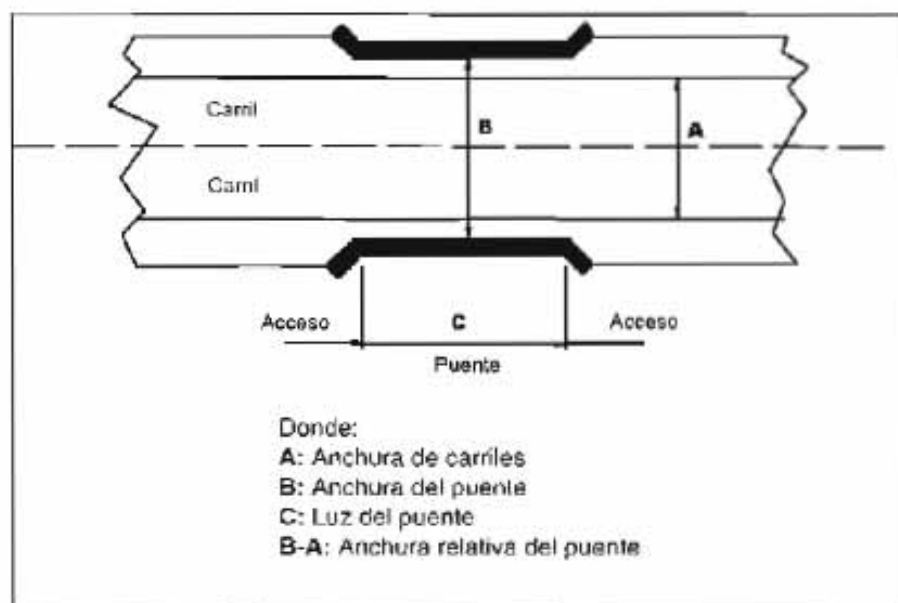


Figura 5. Anchura relativa de un puente.

zada única, entre el índice de peligrosidad y la anchura relativa del puente se ha establecido la relación cuantitativa siguiente (Mak, K. K., 1987):

$$AR = 0,50 - 0,061(RW) + 0,0022(RW)^2 \quad (8)$$

siendo:

AR = Índice de peligrosidad en número de accidentes por millón de vehículos.

RW = Anchura relativa del puente en pies (figura 3).

Esta última relación predice que un incremento en la **anchura relativa de un puente** desde un valor de 0 pies hasta otro de 4 pies produciría alrededor de un 40% de disminución en el índice de peligrosidad. Además, el primer pie de ensanchamiento produciría un tercio de esta reducción. La ecuación anterior no es aplicable cuando el ancho de los carriles de acceso es superior a la anchura del puente. Esto es así porque la constricción producida por la disminución del ancho de los carriles en el puente provoca un aumento muy considerable del índice de peligrosidad. Tampoco se puede aplicar cuando la anchura relativa del puente sea mayor que 14 pies.

Otros factores que también afectan a la seguridad de la circu-

lación vial de los puentes son los siguientes: la longitud y el tipo de puente, la presencia o ausencia de bordillos, la alineación de los accesos y del pavimento. Estos factores no figuran en la ecuación anterior debido a la carencia de información significativa sobre el efecto que producen en la seguridad de la circulación vial. Asimismo, tampoco existen datos concluyentes sobre la consecuencia que tiene sobre la gravedad de los accidentes la importancia de la constricción del puente. Por último, hay que tener en cuenta que la seguridad de los puentes estrechos también se puede mejorar mediante la utilización de barreras de seguridad, señales de advertencia, etc.

5. Márgenes de la carretera

Las irrupciones de los vehículos en los márgenes de la carretera se originan cuando inadvertidamente éstos dejan su trayectoria normal a lo largo de los carriles desviándose hacia los bordes de la carretera. En la mayoría de los casos estas irrupciones no suelen tener consecuencias graves. Esto se debe a

que el conductor recupera el control de su vehículo cuando éste se encuentra sobre el arcén y, por lo tanto, retorna de forma segura a los carriles de la calzada. Sin embargo, cuando cerca de los márgenes existe algún tipo de objeto peligroso (árboles, postes, taludes muy inclinados, etc.) estas intrusiones provocan accidentes.

Con el objeto de examinar los efectos que las características específicas de las zonas laterales de las carreteras producen sobre la seguridad de la circulación vial, se han empleado diversos modelos de intrusión. Estos modelos tienen en cuenta el tamaño y la forma del elemento lateral de la carretera que se quiere investigar, la distancia a él medida desde el borde del carril y la probabilidad de la colisión con dicho elemento lateral.

Por otro lado, dada una intrusión en un área de potencial impacto, se asume la hipótesis de que la trayectoria del vehículo se lleva a cabo a lo largo de una línea recta de longitud X (figura 6). La probabilidad de que el parachoques delantero del vehículo (si no hay ni una colisión previa, ni un vuelco, ni tampoco se recupera el control) pase de una distancia lateral y (medida desde el borde del carril) está dada en función de una distribución exponencial. De esta manera, en el modelo exponencial final el número anual esperado de accidentes por milla y año, $Ex(A_y)$, vinculado con un elemento peligroso (h) situado en un margen de la carretera, viene dado por la ecuación siguiente (Transportation Research Board, 1987):

$$Ex(A_y) = \frac{0,07285(IMD)^{0,0010}}{21,120} PR(A_y/C_y) \cdot$$

$$\cdot \left[\sum_i x_i \cdot e^{-0,00224x_i} + \sum_j x_j \cdot e^{-0,00224x_j} \right] \quad (9)$$

siendo:

x_i, x_j = Distancias en pies a lo largo de la carretera, dentro de la cual, cuando una intrusión continúa

hacia adelante, se producirá una colisión con el objeto peligroso. Los subíndices i y j se refieren a las intrusiones desde el carril de la derecha y desde el carril de la izquierda, respectivamente.

y_i, y_j = Distancias laterales medidas desde los bordes del carril de la derecha y del carril de la izquierda, respectivamente.

IMD = Intensidad media diaria.

$P(A_h \setminus C_h)$ = Probabilidad condicional de que, dada una colisión, ésta tendrá suficiente gravedad como para provocar un accidente.

Una diferencia fundamental con los otros modelos expuestos en este artículo consiste en que éstos están basados en técnicas estadísticas de regresión (excepto el modelo de Glennon para curvas horizontales) mientras que el modelo exponencial contemplado en este apartado se basa en las probabilidades condicionales siguientes:

1. Probabilidad de que un vehículo que está sin control abandone la plataforma e invada los márgenes de la carretera.
2. Probabilidad de que la disposición de esta intrusión sea tal que la trayectoria del vehículo vaya dirigida hacia un objeto potencialmente peligroso o en dirección hacia un talud muy inclinado.
3. Debido a que dicho objeto está próximo a la calzada, probabilidad de que el conductor sea incapaz de recuperar el control y de evitar la colisión.
4. Probabilidad de que las consecuencias de la colisión sean importantes y, por lo tanto, ocasionen un accidente de circulación vial.

Este tipo de modelo tiene una gran utilidad a la hora de examinar el efecto que producen en la seguridad una serie de objetos situados en el borde de la plataforma, como, por ejemplo, postes de señalización, árboles, farolas, taludes, etc.

Tomando, como ejemplo, un poste con una sección transversal de 8 pulgadas de lado, un ángulo de partida del vehículo (ϕ) de $6,1^\circ$ para las salidas de la calzada por la derecha y de $11,5^\circ$ para las salidas de la calzada por la izquierda y, por último, un ancho de 6 pies para el vehículo (d) que choca contra el poste, se tiene que, con este único poste, la longitud de riesgo potencial (X) proyectada a lo largo carretera es de 63,4 pies para una salida por la derecha y de 34,0 pies para una salida por la izquierda (figura 6).

Además, la observación de la figura 6 revela que en la zona 1 la distancia lateral y desde el parachoques del vehículo hasta el objeto siempre es constante. Pero, en las zonas 2 y 3 estas distancias varían según la localización del impacto. Por ello, para fines de cálculo, en este modelo la zona 2 se dividió en seis segmentos de 1 pie de anchura, de tal forma que, en la medición de la distancia lateral y , se tomó el punto medio de cada segmento como referencia de impacto. Como la anchura de la zona 3 es pequeña, también, se tomó como referencia el punto medio de esta única zona. En la tabla 2 se aprecian los valores de estas distancias laterales.

A partir de los datos de la tabla 2, en la figura 7 se representa el número esperado de accidentes por milla y año $Ex(A_h)$ que surge de aplicar la ecuación 9 en una carretera con una IMD de 2 000 vehículos, asumiendo una probabilidad condicionada de que dada una colisión se produzca un

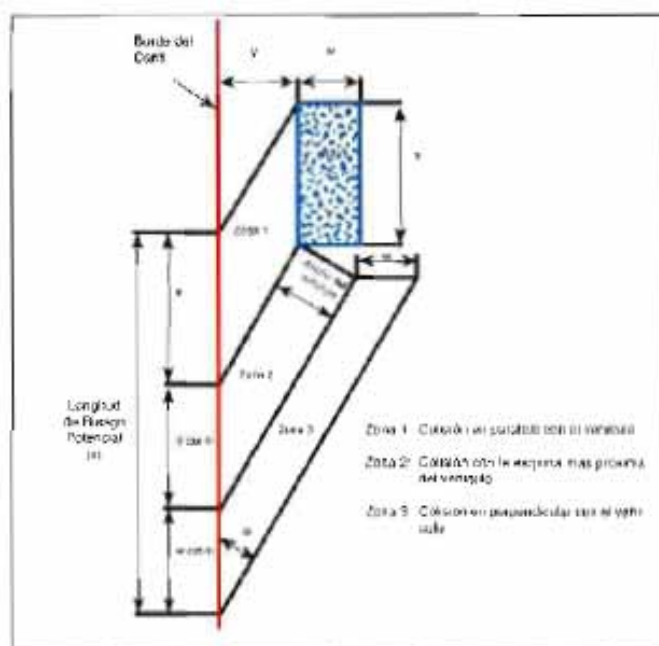


Figura 6. Envolvente de un riesgo potencial

accidente, $P(A_h \setminus C_h)$, igual a 0,90 y; además, una densidad de postes por milla de carretera igual a 50.

Como se observa en la figura 7 el número esperado de accidentes por milla y año disminuiría notablemente al incrementarse la distancia lateral al poste. Así, por ejemplo, en este caso pasar de una distancia lateral de 5 pies (1,52 m) a otra de 25 pies (7,62 m) representaría una mejora de la seguridad vial de un 418%.

6. Múltiples elementos

En los apartados anteriores se han expuesto algunos modelos que relacionan los accidentes de circulación con diferentes elementos de la carretera; es decir, se hace hincapié en los efectos de elementos de proyecto individualizados (planta, alzado, sección transversal). Ahora, se va a realizar una breve explicación de un nuevo planteamiento basado en más recientes datos de accidentes y carreteras que, además, utiliza técnicas estadísticas más avanzadas. Este nuevo planteamiento fue llevado a cabo por

ZONA	SEGMENTO Número	SALIDAS POR LA DERECHA		SALIDAS POR LA IZQUIERDA	
		X _i (pies)	y _i (pies)	X _i (pies)	y _i (pies)
1	1	0,67	y	0,67	y+12,00
2	2	9,41	y+0,50	5,02	y+12,49
2	3	9,41	y+1,49	5,02	y+13,47
2	4	9,41	y+2,48	5,02	y+14,45
2	5	9,41	y+3,48	5,02	y+15,43
2	6	9,41	y+4,47	5,02	y+16,41
2	7	9,41	y+5,47	5,02	y+17,39
3	8	6,27	y+6,30	3,29	y+18,21

Tabla 2. Longitudes de las distancias laterales desde el vehículo hasta el poste.

Vogt y Bared (1998) y tenía como objetivo desarrollar modelos de predicción de accidentes que tuvieran en cuenta los efectos de múltiples elementos de proyecto. El objetivo de estos investigadores consistía en integrar en los modelos tanto el trazado en planta y alzado como la sección transversal de la carretera. Para desarrollar estos modelos de predicción, Vogt y Bared (1998) utilizaron la información proveniente de los archivos de la **Highway Safety Information System (HSIS)** en los estados de Minnesota y Washington en tramos de carreteras convencionales en campo abierto.

Por otro lado, estos investigadores asumieron que el número de accidentes acaecido en un tra-

mo sigue una distribución de Poisson, con una media (**A**) igual al producto de una serie de términos exponenciales elevados a las variables relacionadas con la geometría de la carretera. A la hora de construir los modelos, se sirvieron del hecho de que, en una distribución Binomial Negativa, la varianza de los accidentes acaecidos en un tramo de carretera es una función cuadrática de la media (**A**), con la forma siguiente: $A+k(A)^2$; donde **k** es una constante no negativa denominada **factor de sobredispersión**. Consecuentemente, cuando **k** sea igual a cero se tendrá una distribución de Poisson de media **A**.

A continuación se presenta un modelo que fue desarrollado por

dichos investigadores con la combinación de los datos de 619 tramos de carretera del estado de Minnesota y 712 tramos del estado de Washington (Vogt y Bared, 1998):

$$A = V \exp(0,17 + 0,14 \cdot E - 0,28 \cdot w - 0,19 \cdot PA + 0,067 \cdot H + 0,014 \cdot Z)$$

$$X \left(\sum_i LCH_i \cdot \exp(0,014 \cdot D_i) \right)$$

$$X \left(\sum_i LCH_i \cdot \exp(0,014 \cdot R_i) \right)$$

$$X \left(\sum_i LCH_i \cdot \exp(0,014 \cdot GR_i) \right) (10)$$

siendo:

A = Número medio de accidentes por año.

V = Exposición al riesgo en 10⁶ vehículos-kilómetro.

E = Situación (0 en Minnesota, 1 en Washington).

w = Anchura del carril, en metros.

PA = Anchura del arcén pavimentado, en metros.

H = Índice de inseguridad medio en las zonas laterales de la carretera en el tramo de carretera, valorado subjetivamente sobre una escala de 1 (menos peligroso) a 7 (más peligroso).

Z = Número de accesos a las propiedades colindantes por kilómetro.

LCH_i = Longitud de la curva horizontal *i* que está dentro de un tramo dividida por la longitud de dicho tramo.

D_i = Grado de curvatura de la curva horizontal *i* (en grados sexagesimales) situada en el tramo de carretera con 100 m de arco base = 5 730/R.

R = Radio de la curva circular, en metros.

LCV_i = Longitud de la curva vertical *i* que está dentro del tramo dividida por la longitud de dicho tramo.

R_j = $|g_2 - g_1|/l$ = Índice de inclinación del acuerdo vertical *j*, donde g_2 y g_1 son las inclinaciones de las rasantes de entrada y salida respectivamente; *l* es la longitud del acuerdo vertical.

GR_k = $|g_k|$ = Inclinación absoluta de la alineación rectilínea *k* situada dentro del tramo de carretera.

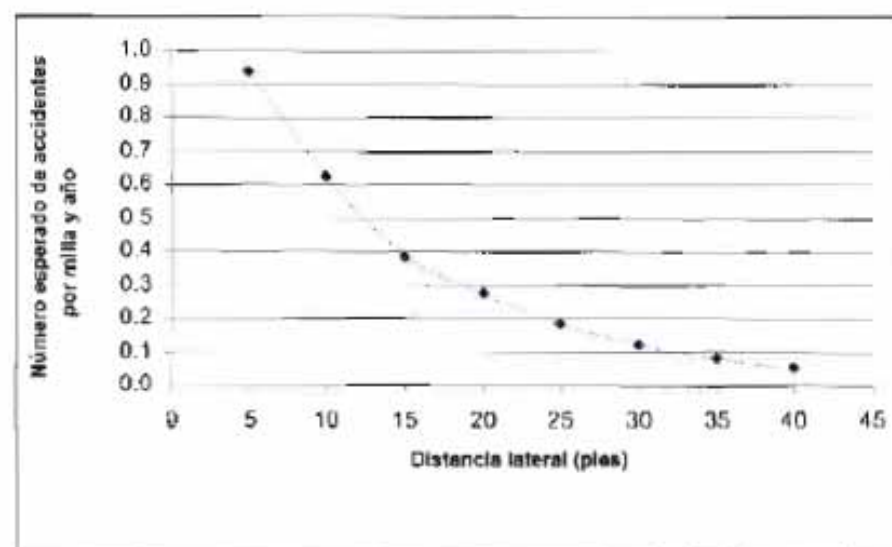


Figura 7. Número esperado de accidentes en función de la distancia lateral a un objeto.

LR_k = Longitud de la alineación rectilínea k dividida por la longitud del tramo.

Como es evidente, este modelo solamente es aplicable en las condiciones norteamericanas de los estados de Minnesota y Washington. El mismo, para dichas condiciones, ofreció una representación razonable de los efectos de las variables de la carretera sobre los accidentes de circulación. Es interesante notar que, a diferencia del resto de los modelos de este artículo, aquí ya se utilizan unidades métricas. Además, quizás sea conveniente puntualizar que, en esta ocasión, a pesar de lo que suele ser habitual al emplear estas unidades, para medir el grado de curvatura se prefirió utilizar un **arco base** de 100 m en vez de uno de 10 m.

Por otra parte, los autores midieron el efecto que producían sobre la seguridad de la circulación vial las variables introducidas en el modelo, estimando el cambio obtenido en el número medio de accidentes al incrementar la variable correspondiente a la unidad. Para ello, se empleó la expresión siguiente (Vogt y Bared, 1998):

$$FRA(\%) = -100 \cdot [a_i - 1] \quad (11)$$

siendo:

$FRA(\%)$ = Factor de reducción de accidentes.

a_i = Coeficiente de la variable correspondiente del modelo.

De esta manera, en los estados de Minnesota y Washington se obtuvieron los factores de reducción de accidentes de la *tabla 3* (Vogt y Bared, 1998).

Como se observa en la *tabla 3*, lógicamente, al incrementar tanto la anchura de carril como la del arcén en una unidad, se producen factores de reducción positivos; es decir, una disminución del número de accidentes. Sin embargo, al aumentar en la unidad el resto de las variables contempladas en la *tabla* se originan factores de reducción negativos; o

VARIABLE	COEFICIENTE a_i	FACTOR (%)
w (anchura del carril)	-0,28	24,4
PA (anchura del arcén)	-0,19	17,3
H (índice de inseguridad en las zonas laterales)	0,067	-7,0
Z (densidad de accesos)	0,014	-1,4
D_i (grado de curvatura horizontal)	0,014	-1,4
R_i (índice de inclinación vertical)	0,13	-13,9
GR_k (inclinación absoluta)	0,11	-11,1

Tabla 3. Factores de reducción de accidentes del modelo de múltiples elementos.

sea, un incremento del número de accidentes.

7. Conclusiones

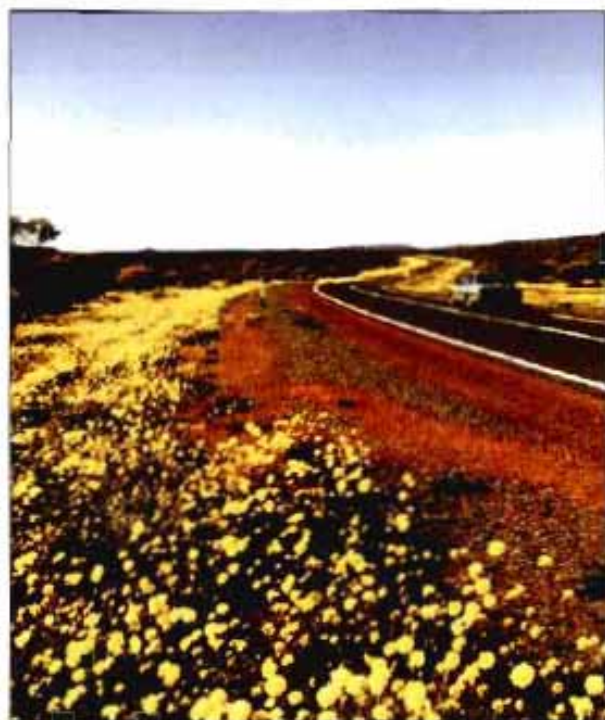
Los modelos descritos en este artículo relacionan el número de accidentes con algunas de las variables geométricas y físicas de las carreteras convencionales. En un principio estos modelos solamente se enfocaban hacia la predicción de los accidentes en función de un sólo aspecto del proyecto geométrico (por ejemplo, el grado de curvatura de las curvas horizontales), sin considerar otros parámetros de interés. Recientemente se han introducido nuevos modelos que contemplan múltiples elementos del proyecto geométrico. Estos modelos de múltiples elementos tienen la ventaja de tener en cuenta el efecto interactivo generado por distintas variables relacionadas con la alineación en planta, la alineación en alzado, la sección transversal, etc.

De todas las variables geométricas que intervienen en el proyecto de la planta, la más significativa es el grado de curvatura

Hay que tener en cuenta que todos estos modelos, aunque pueden llegar a ser unas herramientas muy útiles en la fase de proyecto, predicen los accidentes de una forma aproximada, siendo imperfectos por su propia naturaleza. En este sentido, los investigadores no han sido capaces de incorporar características del tipo: peralte, dispositivos de regulación, características superficiales del pavimento, etc.

De todas las variables geométricas que intervienen en el proyecto de la planta, de las carreteras convencionales, la más significativa, desde el punto de vista de la seguridad vial, es el grado de curvatura. En este sentido, se ha demostrado que al aumentar el grado de curvatura y, por tanto, al disminuir el radio de las curvas circulares horizontales se incrementa el número de accidentes de circulación vial. Por otra parte, el impacto de seguridad de las curvas de transición es muy difícil de demostrar de una forma fehaciente. No obstante, según parece, en las condiciones norteamericanas descritas en este artículo, aproximadamente a partir de los 3° de curvatura, la probabilidad de que sucedan uno o más accidentes sería menor en los emplazamientos provistos de curvas de transición que en los que carecen de éstas.

También existe una relación entre la siniestralidad y el trazado en alzado de las carreteras convencionales. Aquella se ve muy in-



La ausencia de elementos peligrosos en los márgenes de las carreteras contribuye a su seguridad

fluenciada tanto por la distancia de visibilidad en los acuerdos verticales como por las longitudes de dichos acuerdos, de tal manera que, a medida que se disminuye la distancia de visibilidad, se incrementa el número de accidentes. Como es evidente, la distancia de visibilidad está directamente relacionada con la inclinación de las rasantes que acceden al acuerdo vertical.

Con respecto a la sección transversal, se ha vislumbrado claramente que al incrementarse el ancho de los carriles y de los arcenes se mejora notablemente la seguridad vial. Observándose que, de acuerdo con los modelos explicados, la reducción del índice de peligrosidad sería más acentuada al ejecutar un ensanche de carril que al realizar un ensanchamiento del arcén. También se ha examinado que los mayores beneficios se obtendrían al llevar a cabo conjuntamente un ensanchamiento de carril con uno del arcén. Una variable que afecta de forma muy significativa es la densidad de accesos a la carretera, siendo menor la seguridad a medida que se aumenta el número

de accesos por kilómetro de longitud de carretera.

Los estrechamientos en los puentes son puntos singulares de la carretera donde la siniestralidad está relacionada con la *anchura relativa*; es decir, la diferencia entre el ancho del tablero del puente y la anchura de los dos carriles de la carretera. Cuanto mayor sea la anchura relativa, menor será el número de accidentes que se producen en un puente.

Cuando en los márgenes de las carreteras estén situados elementos peligrosos (taludes muy inclinados, árboles, postes, etc.), que no permiten que el conductor recupere el control del vehículo al salirse de su trayectoria normal a lo largo del carril de la carretera, la seguridad vial se verá afectada negativamente. A medida que aumenten tanto el índice de inseguridad de las zonas laterales de la carretera (*HI*) —como se ha explicado en este artículo dicho índice se valora subjetivamente, precisamente, en función de la ubicación de estos elementos peligrosos— como la distancia lateral a dichos elementos se manifiesta un

acentuado incremento de los accidentes.

Cabe decir que, en este campo de la ingeniería de carreteras, la tarea de investigación es muy ardua, de tal forma que, para avanzar en el estado del conocimiento, es necesario

que se lleven a cabo estudios muy específicos y elaborados, que traten de paliar las deficiencias observadas en los modelos aquí presentados. En este orden de ideas, existe la necesidad de que las diferentes administraciones de carreteras de nuestro país lleven a cabo este tipo de estudios adaptándolos a las condiciones españolas.

Pese a que, tal y como ha sido el principal objetivo de este artículo, los diferentes modelos expuestos a lo largo de él pueden arrojar alguna luz sobre las variables que se deberían emplear en la conformación de los modelos españoles, no es necesario seguir al pie de la letra las experiencias aquí expuestas. Así, por ejemplo, en España el **grado de curvatura (*D*)** es una variable de escasa utilización en el trazado de carreteras, siendo preferible emplear el **radio de curvatura (*R*)**. En un principio habría que acometer el análisis de forma separada, de la misma manera en que se ha realizado la exposición en este artículo, para posteriormente acometer la construcción de **modelos múltiples**.

8. Bibliografía

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS



Al incrementarse el ancho de los carriles y de los arcenes se mejora notablemente la seguridad vial.

CIALS. AASHTO. (1984) *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, D. C.

CARCIENTE, J. (1985) *Carreteras. Estudio y Proyecto*. Primera reimpression. Ediciones Vega. Caracas, Venezuela.

COUNCIL, F. M. (1992). *The Safety-related Benefits of Spiral Transitions on Horizontal Curves*. PhD dissertation. North Carolina State University, Raleigh.

COUNCIL, F. M. (1998). *Safety Benefits of Spiral Transitions on Horizontal Curves on Two-Lane Rural Roads*. Transportation Research Record 1635. TRB. National Research Council, Washington, D. C.

DART, O. K., y MANN, I. (1970). *Relationship of Rural Highways Geometry to Accident Rates in Louisiana*. Highway Research Record 312, HRB, National Research Council, Washington, D. C.

GLENNON, J. C., y NEWMAN, T. R. (1983). *Safety and Operational Considerations for Design of Rural Highway Curves*. Report FHWA-RD-86/035. FHWA, U. S. Department of Transportation.

HICKERSON, F. THOMAS. (1981). *Levantamiento y Trazado de Caminos*. Ediciones del Castillo, S. A. Madrid. Sexta Edición.

MAK, K. K. (1987). *Effect of Bridge Width on Highway Safety. Relationship Between Safety and Key Highway Features: State of the Art Report 6*. Transportation Research Board.

NCHRP Report 197. (1978). *Cost and Safety Effectiveness of Highway Design Elements*. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT. Transportation Research Board. National Research Council, Washington, D. C.



Carretera en curvas en Blue Ridge Parkway, Carolina del Norte.

NCHRP Report 374. (1995). *Effect of Highway Standards on Safety*. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Transportation Research Board. National Research Council, Washington, D. C.

NEWMAN, T. R. y GLENNON, J. C. (1983). *Cost-Effectiveness of Improvements to Stopping Sight Distance Safety Problems*. Transportation Research Record 923. TRB. National Research Council, Washington, D. C.

PEÑA SÁNCHEZ DE RIVERA, D. (1992). *Estadística modelos y métodos. Tomo 2. Modelos lineales y series temporales*. Alianza Editorial, S. A. Madrid.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. (1987). *Special Report 214. Designing Safer Roads. Practices for Resurfacing, Restoration, and Rehabilitation*. National Research Council, Washington, D. C.

ZEEGER, C. V. y DEACON, J. A. (1987). *Effect of Lane Width, Shoulder Width, and*

Shoulder Type on Highway Safety. Relationship Between Safety and Key Highway Features: State of the Art Report 6. Transportation Research Board.

ZEEGER, C. V., HUMMER, J., REINFURT, D., HERF, L., y HUNTER, W. (1987). *Safety Effects of Cross-Section Design for Two-Lane Roads. Volume I-Final Report*. Federal Highway Administration, Report FHWA-RD-87/008.

ZEEGER, C. V., STEWART, R., REINFURT, D., COUNCIL, F., NEUMAN, T. R., HAMILTON, E., MILLER, T., y HUNTER, W. (1991). *Cost-Effective Geometric Improvements for Safety Upgrading of Horizontal Curves*. Report n° FHWA-RD-90-021. Federal Highway Administration, Washington, D. C.

VOGT, A. y BARET, J. (1998). *Accidents models for two-lane rural segments and intersections*. Transportation Research Record 1635. TRB. National Research Council, Washington, D. C. ■