

DISEÑO GEOMÉTRICO Y ACCIDENTES DE CIRCULACIÓN EN CARRETERAS RURALES DE DOS CARRILES. ESTADO DEL ARTE.

Ignacio Pérez Pérez

Universidade da Coruña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Campus de Elviña, s/n. 15071 A Coruña. España; Tel: (+34) 981 167 000

iperez@udc.es

RESUMEN

La investigación científica sobre la relación existente entre el diseño geométrico 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 desfigura el efecto que el diseño geométrico tiene en la accidentalidad. Además, la mayoría de los accidentes resultan de la interacción entre dichos factores de modo que se dificulta la determinación de una causa única.

El objeto de este artículo es analizar una serie de modelos elaborados modelos que relacionan la accidentalidad con distintas características geométricas y del tráfico de las carreteras. También se explicará un modelo exponencial, que permite el análisis de los accidentes producidos en los márgenes de las carreteras, confeccionado mediante procedimientos probabilistas. Además, se describirá un modelo teórico; es decir, no validado con datos reales, que predice la frecuencia de accidentes en las curvas verticales. Por último se describirá uno múltiple (**Interactive Highway Safety Design Model**) que relaciona la accidentalidad conjuntamente con diversos elementos de la carretera. 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)** y la **Federal Highway Administration (FHWA)**.

La difusión de estos modelos permite dar a conocer las variables del diseño geométrico más frecuentemente empleadas con el fin de predecir la accidentalidad de las carreteras convencionales de los Estados Unidos de Norteamérica, asimismo se presentan órdenes de magnitud de los coeficientes y los exponentes empleados en los mismos.

PALABRAS CLAVES: Diseño geométrico, accidentes, circulación vial, modelos.

1. INTRODUCCIÓN

A la hora de abordar el estudio de la influencia que tiene el diseño 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, el incremento del radio de curvas horizontales. El segundo planteamiento consiste en el ajuste y calibración de “modelos de regresión multivariante” que predicen el número de accidentes a través de las variables que conforman el proyecto geométrico o físico de las carreteras.

Un modelo de predicción de 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 aquéllas que se encuentran en servicio. Los apartados de este artículo se estructuran dependiendo de que la predicción esté basada en los parámetros geométricos de la planta, del alzado, de la sección transversal y de los márgenes de la carretera. Por otra parte, en un apartado se describirá un “modelo múltiple”; es decir, un modelo que integra el efecto de todos estos elementos del diseño geométrico. Como se verá más adelante, este modelo se elaboró a partir de los archivos del **Highway Safety Information System (HSIS)** de los estados de Minnesota y Washington y lo utiliza la **Federal Highway Administration (FHWA)** de Estados Unidos como base para facilitar la evaluación de la seguridad vial de las carreteras en proyecto, bajo la denominación de **Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM)**

2. PLANTA

2.1. Curvas circulares

Tradicionalmente, con la finalidad de cuantificar los efectos producidos en el índice de accidentes, 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°)* de la curva circular. 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 la accidentalidad realizada en función del grado de curvatura. Aún así, en líneas generales estas investigaciones han demostrado que cuando el grado de curvatura aumenta se incrementa la accidentalidad (NCHRP Report 197, 1978; Dart et al, 1970). Glennon et al (1983) estimaron que 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 10⁶ 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/10⁶ vehículos-millas año en alineaciones 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 si misma, y, que es directamente proporcional al tráfico en 10^6 vehículos-millas año. Por otro lado, se relacionan el efecto producido tanto en las 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 et al, 1983).

Otro modelo de predicción de accidentes disponible es el que fue desarrollado por Zegeer et al (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):

$$A = [1,552 (L) \cdot (V) + 0,014 (D) \cdot (V) - 0,012 (S) \cdot (V)] (0,978)^{w1 - 30} \quad (2)$$

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 10^6 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 calzada en pies (carriles + arcenes) en la curva.

En este último modelo se estima un índice de accidentes de base de 1,552 accidentes totales/ 10^6 vehículos-millas año. A diferencia del modelo anterior en éste también se considera el ancho total de la calzada teniendo en cuenta la anchura de los dos carriles y los arcenes. Así, como se aprecia en la figura 1, a medida que aumenta el grado de curvatura y disminuye el ancho de la calzada 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 a tener en cuenta en la accidentalidad. 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 si 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 la las curvas de transición en sí mismas y no en el efecto del grado de curvatura. Para ello, dicho investigador comparó la accidentalidad en alineaciones provistas con curvas de transición con la de aquellas que estaban carentes de este tipo de curvas. En este análisis, obtuvo que más de un 75% de las curvas, con o sin transiciones, tenían 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)*.

Estos modelos son lo suficientemente robustos como para predecir la probabilidad de que en un emplazamiento ocurrieran uno o más accidentes de circulación vial durante cinco años. Esta técnica estadística tiene la ventaja de permitir identificar el efecto producido por la curva de transición aún 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 5730 pies) y 10° (radio de 573 pies) y una intensidad media diaria (**IMD**) hasta 20000 vehículos inclusive (Council, 1992):

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

siendo:

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

B₀ = Constante de interceptación (ordenada en el origen).

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

p = **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 conveniencia 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, 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 de 0,5 se considera que el emplazamiento tiene 1 o más accidentes. Por el contrario, en el supuesto de que la probabilidad sea menor de 0,5 se toma éste como un emplazamiento sin accidentes.

De la ecuación anterior se desprende que 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 2). 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 de 3,1° sexagesimales, correspondientes a un radio de 1848 pies. Sin embargo, independientemente del grado de curvatura, el efecto positivo de las transiciones se diluye, alrededor de **IMD** superiores a 20000 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 grado 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 5730 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 1146 pies) al incrementarse la **IMD** también aumentaría la probabilidad mencionada anteriormente. Pero obsérvese que, contrariamente a lo que pasaba con un **D** = 1°, 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; 5000 y 20000 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 de 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 20000 predice, para los tres grados de curvatura; y, con o sin curvas de transición, una probabilidad de que suceda 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 lo 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 existe una distancia de visibilidad restringida. Aunque este modelo no ha sido contrastado con datos reales de accidentes; es decir, está basado primordialmente en el criterio profesional, éste proporciona una primera aproximación de los beneficios de seguridad vial susceptibles de ser alcanzados 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; Transportation Research Board, 1987)):

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

siendo:

- A** = Número total de accidentes acaecidos en un tramo de carretera que contiene un acuerdo vertical durante un año.
- AR_h** = Índice de accidentes promedio para la carretera específica en accidentes por millón de vehículos-millas.
- L_{vc}** = Longitud del acuerdo vertical en millas.
- V** = Volumen de tráfico en el tramo de carretera en 10⁶ vehículos.
- L_r** = Longitud de la distancia de visibilidad restringida en millas (longitud de la distancia de visibilidad menor o igual que el valor especificado por la **AASHTO**).
- F_{ar}** = Factor hipotético del índice de peligrosidad que varía de acuerdo a la naturaleza de la restricción a la visibilidad y al grado de peligrosidad en el área de restricción a la visibilidad.

El índice de peligrosidad promedio (AR_h) se toma en base a los datos recopilados de una longitud de carreteras considerable. En este sentido, Newman y Glennon (1983) indican las condiciones promedio de las carreteras de una sola calzada mediante un índice de 2,4 accidentes por millón de vehículos-millas. Por otro lado, la longitud de la distancia de visibilidad restringida (L_r) es una función de la velocidad de operación de las carreteras y de la geometría de las curvas. La distancia de visibilidad restringida se puede estimar mediante la expresión siguiente:

$$L_r = (a_0 + a_1 \cdot G) \cdot \frac{1}{5,28} \quad (5)$$

siendo:

a_0, a_1 = 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. Ancho de carril y de 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 favoreciendo el hecho de que los conductores recuperen el control del vehículo y regresen a la carretera cuando sus vehículos se salen fuera de ésta y, del mismo modo, aumentando 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.

En 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 carriles 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. et al, 1987):

$$A = 0,0019 (IMD)^{0,882} (0,879)^w (0,919)^{PA} (0,932)^{UP} (1,236)^H (0,882)^{TER1} (1,322)^{TER2} \quad (6)$$

siendo:

- A** = Número de accidentes de los tipos, salida de la carretera, colisión frontal, colisión frontolateral en direcciones opuestas, colisión frontolateral en la misma dirección por milla por año.
- 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 promedio en las zonas laterales de la carretera en el segmento 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 3 y 4 se tienen dos gráficas originadas a partir del modelo correspondiente a la fórmula 6. En las mismas, 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 carreteras con carriles de 11 pies de ancho, sin arcenes e **IMD** igual a 4000, 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 e **IMD** igual a 1000, se realiza un ensanche pasando a una anchura de carril de 11 pies se lograría reducir el número de accidentes en un 44,88%.

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

$$AR = 4,1501 (0,8807)^w (0,9562)^{w2} (1,0026)^{(w) \cdot (w2)} (0,9403)^{PA} (1,0040)^{(w) \cdot (PA)} \quad (7)$$

siendo:

- AR** = Índice de accidentes igual al número de accidentes con salida de la carretera y con choques frontales y frontolaterales en millón de vehículos-millas 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 rurales de dos carriles y dos direcciones, una por cada carril y que además estén pavimentadas y, por último, secciones de carreteras homogéneas, 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 accidentalidad 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.

5. MÁRGENES DE LA CARRETERA

Las intromisiones 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 intromisiones 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 de la característica lateral de la carretera que se quiere investigar, la distancia a la misma medida desde el borde del carril y la probabilidad de que la colisión con dicha característica lateral resulte en un accidente.

Por otro lado, dada una intrusión en el 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 5). 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) pasará 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, $Ex(A_h)$, vinculado con un elemento peligroso (h) situado en un margen de la carretera, viene dado por la ecuación siguiente (Transportation Research Board, 1987):

$$Ex(A_h) = \frac{0,07285(IMD)^{0.5935}}{21,120} Pr(A_h \setminus C_h) \left[\sum_1^8 x_i e^{-0,08224y_i} + \sum_1^8 x_j e^{-0,08224y_j} \right] \quad (8)$$

siendo:

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

$P(A_h \setminus C_h)$ = Probabilidad condicionada 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 Glenon 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 los carriles 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 al carril de 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 produce en la seguridad una serie de objetos específicos situados en el borde de la calzada, 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 grados para las salidas de la calzada por la derecha y de 11,5 grados para las salidas de la calzada por la izquierda y, por último, un ancho del vehículo (d) que choca contra el poste de 6 pies. 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 5). Además, la observación de la figura 5 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 de acuerdo con la localización específica 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 6 se representa el número esperado de accidentes por milla y año $Ex(A_h)$ que surge de aplicar la ecuación 8 en una carretera con una **IMD** de 2000 vehículos, asumiendo una probabilidad condicionada de que dada una colisión se produzca un accidente, $P(A_h|C_h)$, igual a 0,90 y; además, una densidad de postes por milla de carretera igual a 50. Como se observa, 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%** (81%).

6. MÚLTIPLES ELEMENTOS

En los apartados anteriores se han expuesto 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 por separado (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 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 tramo 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 uno de los modelos 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):

$$\begin{aligned}
A = & V \cdot \exp(0,17 + 0,14 \cdot E - 0,28 \cdot w - 0,19 \cdot PA + 0,067 \cdot H + 0,014 \cdot Z) \\
& \times \left(\sum_i LCH_i \exp(0,014 \cdot D_i) \right) \\
& \times \left(\sum_j LCV_j \exp(0,13 \cdot R_j) \right) \\
& \times \left(\sum_k LR_k \exp(0,11 \cdot GR_k) \right)
\end{aligned} \tag{9}$$

siendo:

- A** = Número promedio de accidentes por año.
- V** = Exposición al riesgo en 10^6 vehículos- kilómetros.
- 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 promedio en las zonas laterales de la carretera en el segmento 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 entre 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 metros de arco base = $5730/R$.
- R** = Radio de la curva circular en metros.
- LCV_j** = Longitud de la curva vertical *j* que está dentro del tramo dividida entre la longitud de dicho tramo.
- R_j** = $|g_{j2} - g_{j1}|/l_j$ = Índice de inclinación del acuerdo vertical *j*. Donde g_{j2} y g_{j1} son las inclinaciones de las rasantes de entrada y salida respectivamente. l_j es la longitud del acuerdo vertical.
- GR_k** = $|g_k|$ = Inclinación absoluta de la alineación rectilínea *k* situada dentro del tramo de carretera.
- LR_k** = Longitud de la alineación rectilínea *k* dividida entre 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 metros en vez de 10 metros. 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):

$$FRA(\%) = -100 \cdot [e^{a_i} - 1] \tag{10}$$

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, lógicamente, al incrementar tanto el ancho de carril como el ancho de 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 sea, un incremento del número de accidentes.

Cabe destacar que este último modelo ha sido implementado por la Federal Highway Administration (FHWA) como base para facilitar la evaluación de la seguridad vial de las carreteras en proyecto, bajo la denominación de *Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM)* (Harwood et al, 2000). En este sentido, este modelo de predicción base permite aplicar una serie de factores de modificación que a la vez también dependen de los elementos del diseño geométrico. Por tanto, el algoritmo resultante puede calibrarse para reflejar las condiciones particulares del entorno al que se aplique (Hughes et al, 2004; Sun et al, 2006). Por último, el modelo se complementa con un procedimiento bayesiano empírico que permite mejorar las estimaciones iniciales a partir de datos históricos de la accidentalidad.

7. CONCLUSIONES

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 aquéllos que carecen de éstas.

También existe una relación entre la accidentalidad y el trazado en alzado de las carreteras convencionales. Aquélla se ve muy influenciada 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 a los modelos explicados, la reducción del índice de peligrosidad sería más acentuada al ejecutar un ensanche de carril que al realizar un ensanchamiento de arcén. También, se ha examinado que los mayores beneficios se obtendrían al llevar a cabo conjuntamente un ensanchamiento de carril con uno de 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.

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 (**H**) como la distancia lateral a elementos peligrosos se manifiesta un acentuado incremento de la accidentalidad.

8. BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS
AASHTO. (1984) *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, Washington, D. C.

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., and Mann, L. (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.

Harwood, D., Council, F., Hauer, E., Hughes, W., y Vogt, A. (2000) Prediction of the Expected Safety Performance of Rural Two-Lane Highways. Federal Highway Administration, Report n° FHWA-RD-29-207. McLean, Virginia, EEUU.

Hughes, W., Eccles, K., Harwood, D., Potts, I., Hauer, E. (2004) Development of Highway Safety Manual, Appendix C, prepared for National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board.

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.

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 Sanchez de Rivera, D. (1992). *Estadística modelos y métodos. Tomo 2. Modelos lineales y series temporales*. Alianza Editorial, S. A. Madrid.

Sun, X., Li, Y., Magri, D., Shirazi, H. H. (2006) Application of Highway Safety Manual Draft Chapter: Louisiana Experience. 85th 2006 Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D.C., EEUU.

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

Figura 1. Relación entre el número de accidentes y el grado de curvatura.

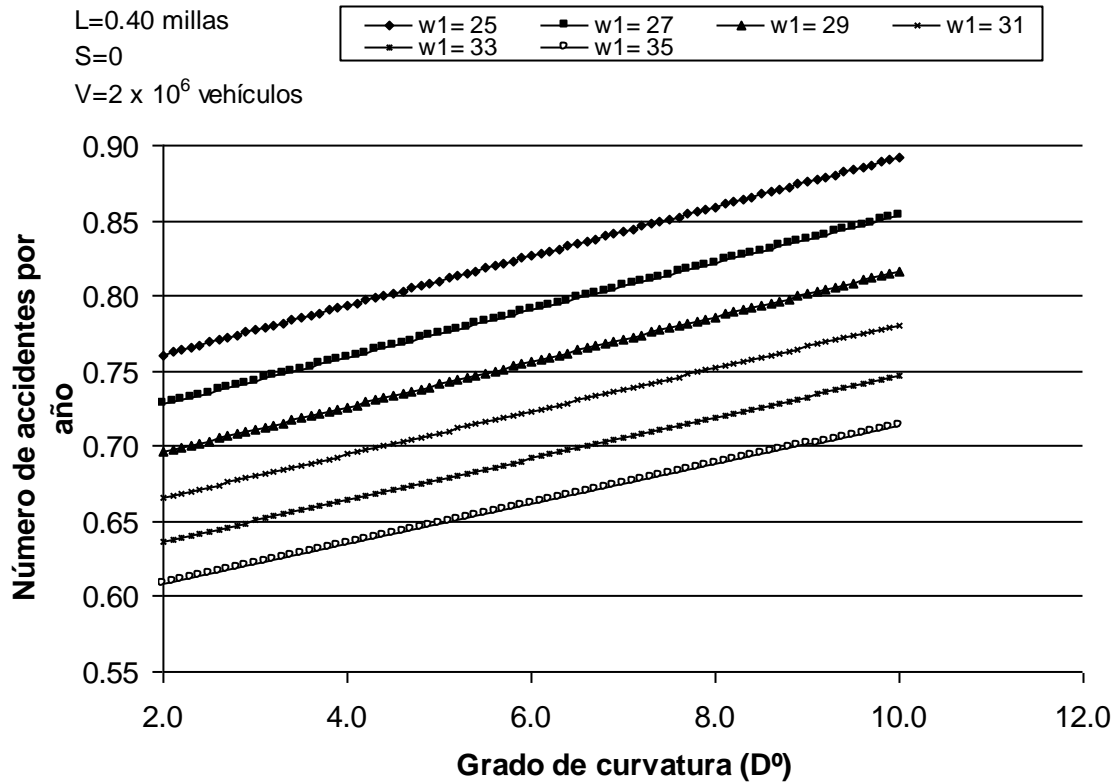


Figura 2. Probabilidad de que ocurran 1 o más accidentes en terreno llano (curvas de transiciónn).

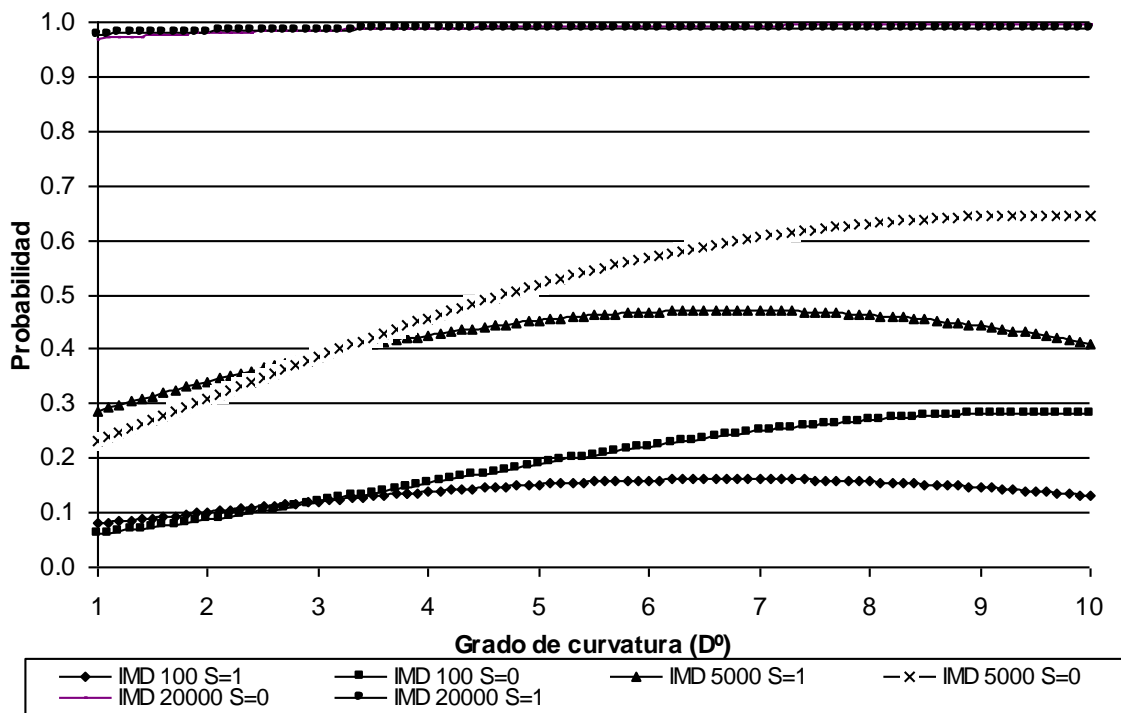


Figura 3. Relación entre el índice de peligrosidad y el ancho de carril

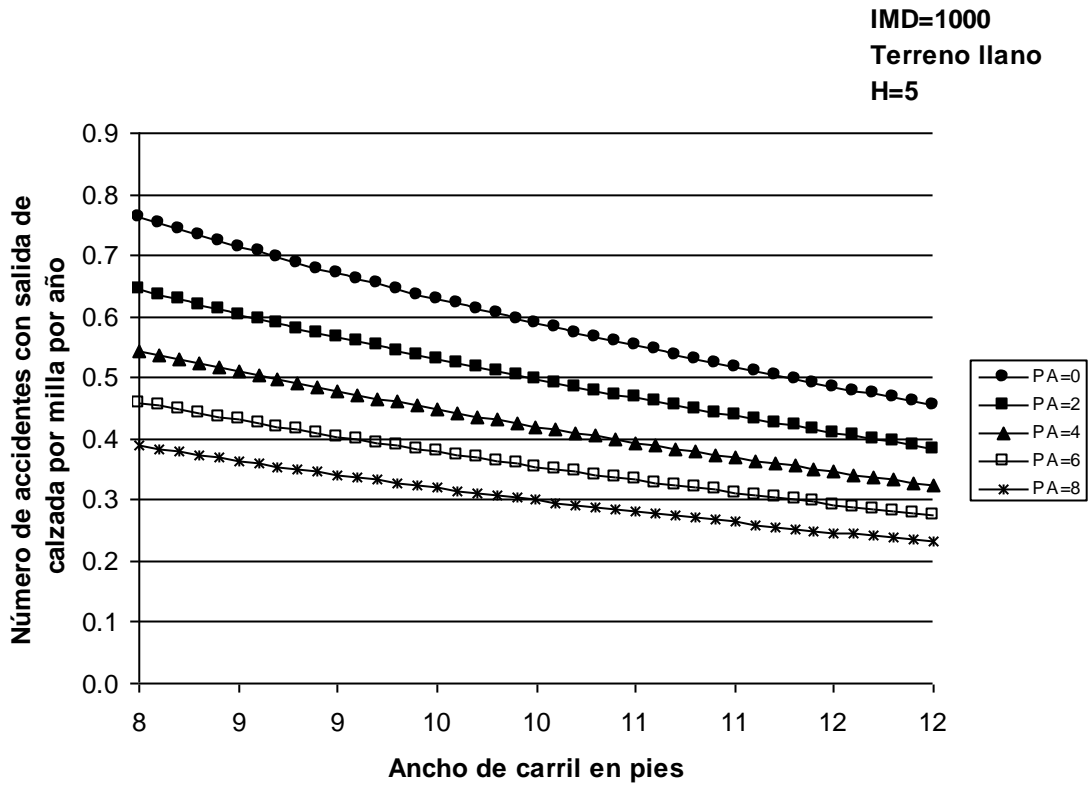


Figura 4. Relación entre el índice de peligrosidad y el ancho de carril

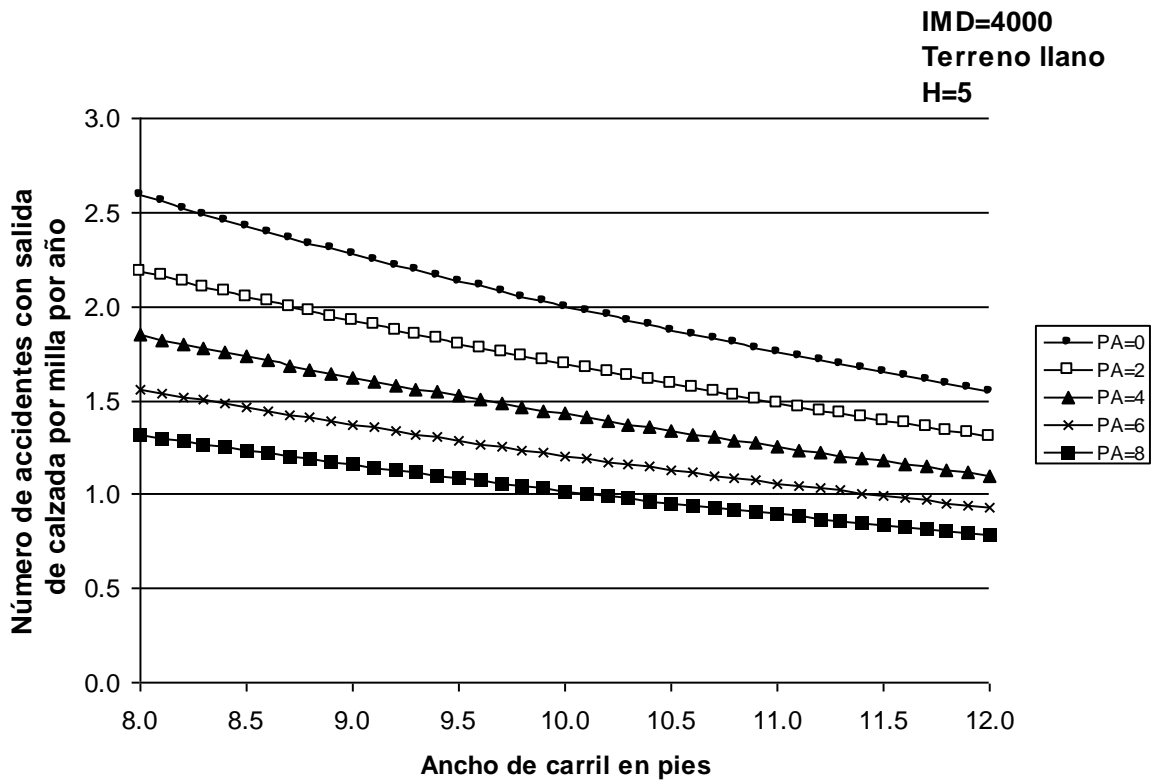


Figura 5. Envoltorio de un riesgo potencial.

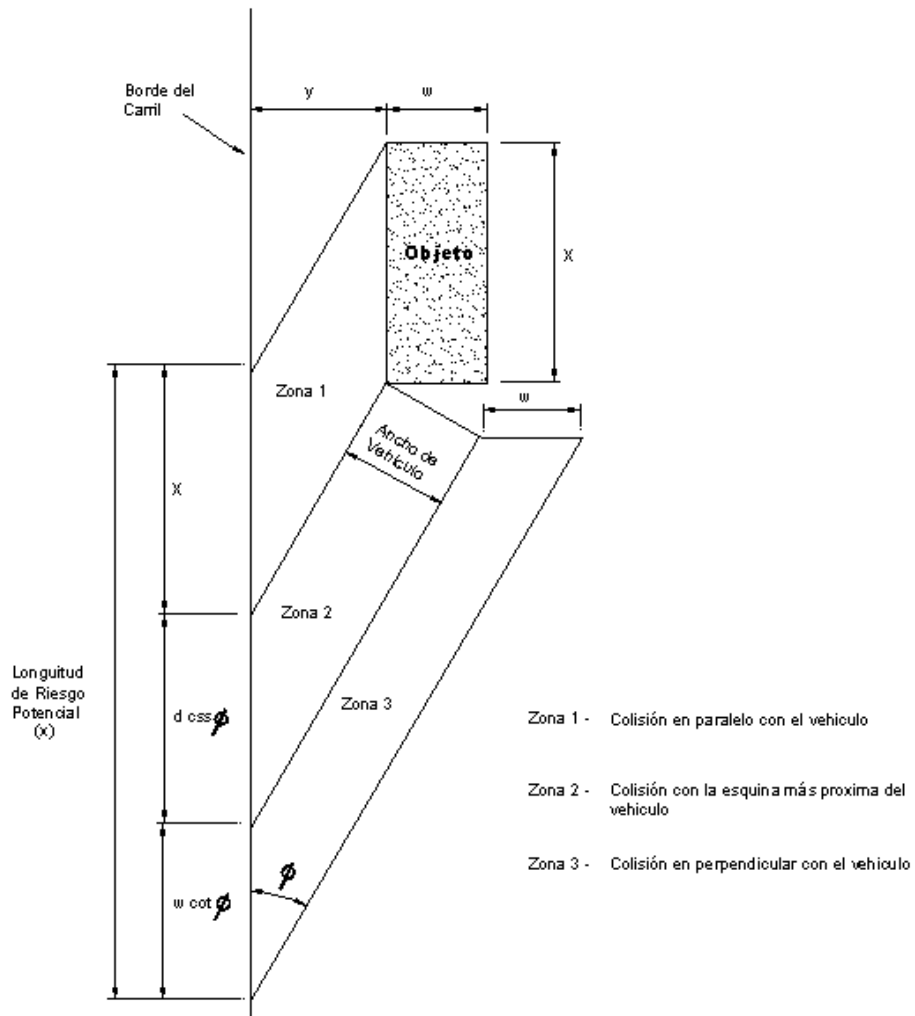


Figura 6. Número esperado de accidentes en función de la distancia lateral a un objeto.

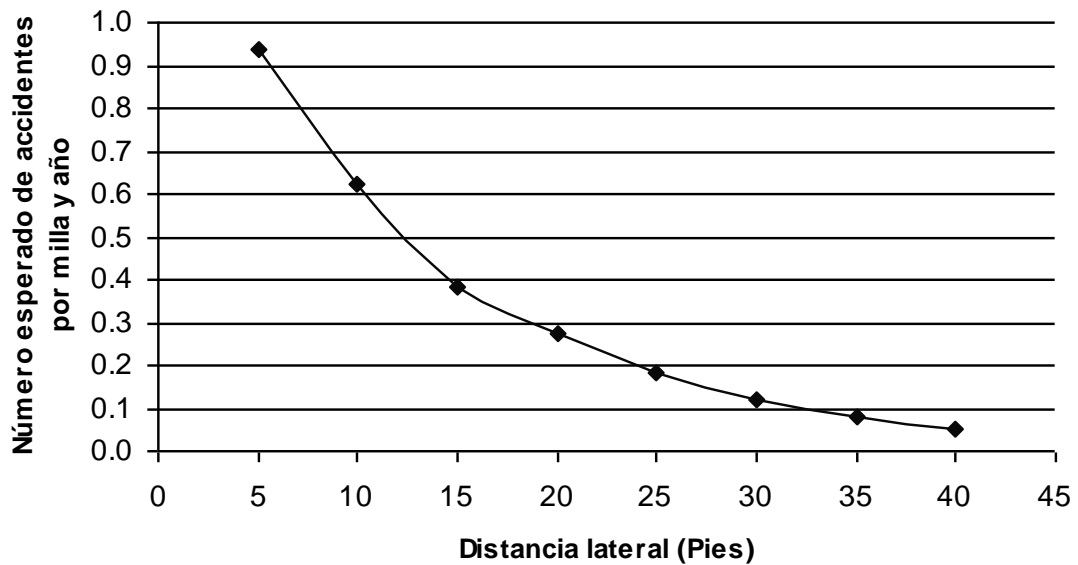


Tabla 1. Probabilidad de 1 o más accidentes en emplazamientos en terreno llano.

D	IMD=100			IMD=5000			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 2. Longitudes de las distancias laterales desde el vehículo hasta el poste.

ZONA	SEGMENTO Número	SALIDAS DESDE LA DERECHA		SALIDAS DESDE LA IZQUIERDA	
		X _i (pies)	y _i (pies)	X _j (pies)	y _j (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 3. Factores de reducción de accidentes del modelo de múltiples elementos.

VARIABLE	COEFICIENTE a _i	FACTOR (%)
w (ancho de carril)	-0,28	24,4
PA (ancho de 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 _j (índice de inclinación vertical)	0,13	-13,9
GR _k (inclinación absoluta)	0,11	-11,6