

- Deben evitarse las disposiciones “espalda quebrada” o “espalda chata” del alineamiento horizontal (recta corta entre dos curvas del mismo sentido), excepto cuando inusuales condiciones topográficas o de zona de camino impidan otras opciones. Excepto en los caminos circunferenciales, la mayoría de los conductores no esperan curvas sucesivas del mismo sentido; la preponderancia de las curvas sucesivas en sentidos opuestos desarrollan una expectativa subconsciente de los conductores, que hacen inesperadas las curvas sucesivas del mismo sentido separadas por cortas rectas. Tampoco se complace a la buena apariencia. Para tales situaciones es preferible usar curvas compuestas y espirales de transición con cierto grado de peralte continuo. Por lo general, el término “espalda quebrada” no se aplica cuando la recta intermedia es de una longitud considerable tal que diluya la expectativa del conductor. Incluso en este caso, el alineamiento puede ser desagradable en apariencia cuando ambas curvas son claramente visibles desde alguna distancia.
- Para evitar la aparición de distorsiones incoherentes, el alineamiento horizontal debe coordinarse cuidadosamente con el diseño altimétrico. Los controles generales de esta coordinación se discuten en la Sección 3.5.
- Debe evitarse el cambio de anchura de mediana en los alineamientos rectos, para no introducir una apariencia distorsionada de *chicana*.

(*) NdT: Conceptualmente igual a las versiones anteriores de los Libros Verdes

3.4 ALINEAMIENTO VERTICAL

3.4.1 Terreno

La topografía del terreno atravesado influye en el alineamiento de los caminos y las calles. La topografía afecta al alineamiento horizontal, pero tiene un efecto incluso más pronunciado en el alineamiento vertical. Para caracterizar las variaciones topográficas, generalmente los ingenieros las separan en tres grupos de acuerdo con el terreno: plano, ondulado y montañoso.

- En terreno plano, las distancias visuales gobernadas por las restricciones horizontales y verticales son generalmente largas o pueden hacerse así sin dificultades constructivas o de costo importante.
- En terreno ondulado, constantemente las pendientes naturales suben y bajan respecto del nivel de camino o calle, y ocasionales pendientes fuertes restringen los alineamientos horizontal y vertical.
- En terreno montañoso, los cambios longitudinales y transversales en la cota de la tierra con respecto al camino o calle son bruscos, y la excavación paredes verticales y laterales colina frecuencia se necesitan para obtener la orientación aceptable horizontal y vertical.

Las clasificaciones de terreno se refieren a las características generales de un corredor específico. Las rutas por valles, pasos o zonas montañosas que tengan todas las características de los caminos o calles que atraviesan terrenos planos u ondulados deben clasificarse como planas u onduladas. En general, el terreno ondulado genera pendientes más empinadas que el terreno plano, ocasionando la reducción de velocidad de los camiones por debajo de la de los automóviles; el terreno montañoso tiene efectos aún mayores, por lo que algunos camiones operan a velocidades de arrastre.

3.4.2 Pendientes

Los caminos y calles deben diseñarse como para fomentar una operación uniforme. Las velocidades directrices se utilizan como un medio para este fin, mediante la correlación de diferentes características geométricas del camino o calle. Los criterios de diseño se determinaron para muchas características viales, pero poco se sabe sobre la relación adecuada de las pendientes del camino con la velocidad directriz. En esta sección se presentan las características del vehículo que opera sobre pendientes, y las relaciones establecidas entre las pendientes y sus longitudes con la velocidad directriz.

Características de operación del vehículo en pendientes

Coches de pasajeros – Las prácticas de los automovilistas en pendientes varían grandemente, pero en general se acepta que casi todos los coches de pasajeros pueden maniobrar fácilmente pendientes tan pronunciadas como 4 a 5%, sin una pérdida apreciable de la velocidad, por debajo de la que normalmente se mantiene en los caminos planos. La pérdida de velocidad puede ser más pronunciada para los coches con alto peso/potencia, incluyendo algunos automóviles compactos y subcompactos.

Los estudios muestran que, en condiciones sin congestión, la operación en una subida del 3% sólo tiene un ligero efecto sobre las velocidades de los automóviles de turismo, en comparación con las operaciones en terreno plano. En subidas más empinadas, las velocidades disminuyen progresivamente con el aumento de la pendiente. En las bajadas, las velocidades de los vehículos de pasajeros generalmente son un poco más altas que en secciones planas, pero gobiernan las condiciones locales.

Camiones - El efecto de las pendientes sobre las velocidades de los camiones es mucho más pronunciado que sobre los automóviles. El promedio de velocidad de los camiones en tramos planos se aproxima a la velocidad media de los vehículos de pasajeros. En general los camiones aumentan la velocidad hasta en un 5% en las bajadas y la disminuyen un 7% o más en las subidas, en comparación con su operación en terrenos planos. En las subidas, la velocidad máxima que puede mantener un camión depende principalmente de la longitud e inclinación de la pendiente, y la relación peso/potencia del camión, la cual es igual al peso bruto del vehículo dividido por la potencia neta del motor. Otros factores que afectan la velocidad promedio del camión en una pendiente son la velocidad de entrada, la resistencia aerodinámica, y la habilidad del camionero. Los dos últimos factores causan sólo pequeñas variaciones en la velocidad promedio en pendientes.

Mediante numerosos estudios de comportamiento de los camiones se determinaron los efectos separados y combinados de pendiente, fuerza de tracción y peso bruto del vehículo (18, 24, 36, 37, 52, 61, 67).

El efecto de la inclinación y la longitud de la pendiente sobre la velocidad de un camión pesado típico se muestran en las figuras 3-24 y 3-25. De la figura 3-24 puede determinarse hasta qué punto un camión, que comienza a subir desde cualquier velocidad hasta unos hasta unos 120 km/h, viaja sobre varias pendientes o combinaciones de pendientes antes de alcanzar una cierta o uniforme velocidad. Por ejemplo, con una velocidad de entrada de aproximadamente 110 km/h, un camión viaja unos 950 m por una pendiente del 6% antes de que su velocidad se reduzca a 60 km/h. Si la velocidad de entrada es de 60 km/h, la velocidad al final de unos 300 m de subida es de unos 43 km/h.

Esto se determina comenzando en la curva para pendiente de 6% correspondiente a 60 km/h para lo cual la distancia es de 750 m, y siguiendo a lo largo de ella hasta el punto donde la distancia es de 300 m más, o 1050 m, para el cual la velocidad es de 43 km/h. La Figura 3-24 muestra el comportamiento en pendiente de un camión que se acerca a una pendiente a la velocidad de arrastre, o menos. El camión es capaz de acelerar hasta una velocidad de 40 km/h o más, solamente en las pendientes menores que 3.5%. Estos datos sirven como valiosa guía para el diseño en la evaluación del efecto de los camiones en las operaciones de tránsito para un conjunto dado de condiciones altimétricas.

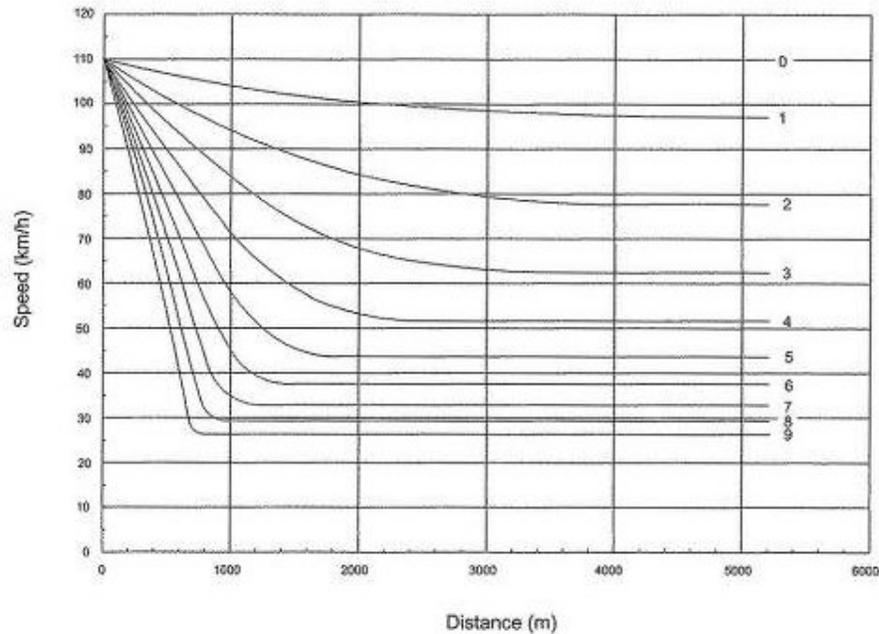


Figura 3-24. Curvas velocidad - distancia para un camión pesado típico de 120 kg/kW para desaceleración en subidas

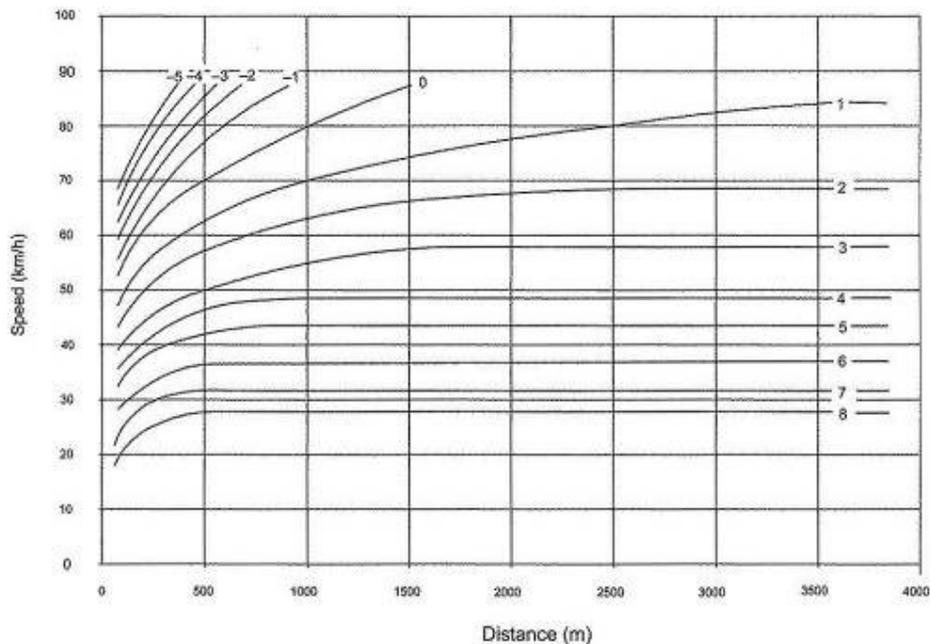


Figura 3-25. Curvas velocidad - distancia de aceleración de un camión pesado típico de 120 kg/kW en subidas y bajadas

El tiempo de viaje (y la velocidad) de los camiones en las pendientes está directamente relacionada con la relación peso/potencia. Los camiones de igual relación peso/potencia suelen tener similares características de operación. Por lo tanto, esta relación es de considerable ayuda para prever el rendimiento de los camiones. Normalmente, la relación peso/potencia se expresa en términos de peso bruto y potencia neta, en unidades de kg/kW; la unidad métrica kg es una unidad de masa, en lugar de peso, que se utiliza comúnmente para representar el peso del objeto. Se encontró que los camiones con relaciones de peso/potencia de alrededor unos 120 kg/kW tienen características aceptables de operación desde el punto de vista del usuario vial. Tal relación peso/potencia debe dar una velocidad mínima de 60 km/h en una subida del 3%. Hay pruebas de que la industria del automóvil encuentra una relación peso/potencia de esta magnitud aceptable, como un objetivo mínimo en el diseño de vehículos comerciales. También hay pruebas de que los operadores de transporte voluntariamente reconocen esta proporción como control de rendimiento mínimo en las cargas colocadas sobre camiones de alimentación diferente; el resultado global es que relación peso/potencia de camiones en los caminos mejoró en los últimos años. Las relaciones desarrolladas a partir de la información obtenida de los estudios de rendimiento realizados a nivel nacional entre 1949 y 1985 muestran, por ejemplo, que para un peso bruto vehicular de 18000 kg, el promedio de peso/potencia se redujo desde unos 220 kg/kW en 1949 a alrededor de 130 kg/kW en 1975. La relación peso/potencia continuó cayendo a cerca de 80 kg/kW en 1985. Esta disminución de peso/potencia significa mayor potencia y mejor capacidad de ascenso.

Hay una tendencia hacia los camiones más grandes y pesados con un máximo de tres unidades de remolque permitidas en ciertos caminos en algunos estados. Los estudios indican que a medida que aumenta el número de ejes, aumenta la relación peso/potencia. Tomando en cuenta todos los factores, parece conservador usar una relación peso/potencia de 120 kg/kW al determinar la longitud crítica de pendiente. Sin embargo, hay lugares en los que la relación peso/potencia de hasta 120 kg/kW no es adecuada. Cuando esto ocurre, a los proyectistas se los alienta a utilizar ya sea un peso/potencia más representativo, o un método alternativo que se ajuste más estrechamente a las condiciones.

Vehículos recreativos – La consideración de los vehículos recreativos en las pendientes no es tan crítica como la de los camiones. Sin embargo, en ciertas rutas designadas como recreativas, donde un bajo porcentaje de camiones no puede justificar un carril de ascenso, el tránsito suficiente de vehículos recreativos puede indicar la necesidad de un carril adicional. Esto puede ser evaluarse mediante el uso de los gráficos de diseño en la Figura 3-26, de la misma manera que para los camiones descritos en párrafos precedentes. Los vehículos recreativos incluyen casas rodantes, pickups, y remolques de numerosos tamaños. Dado que las características de los vehículos recreativos varían tanto, es difícil establecer un vehículo de diseño único. Sin embargo, un estudio de la velocidad de los vehículos en las pendientes incluyó a los vehículos recreativos (65). Se consideró crítico al vehículo que tira un remolque de viaje, y los gráficos de la Figura 3-26 para vehículo recreativo típico se basan en este supuesto.

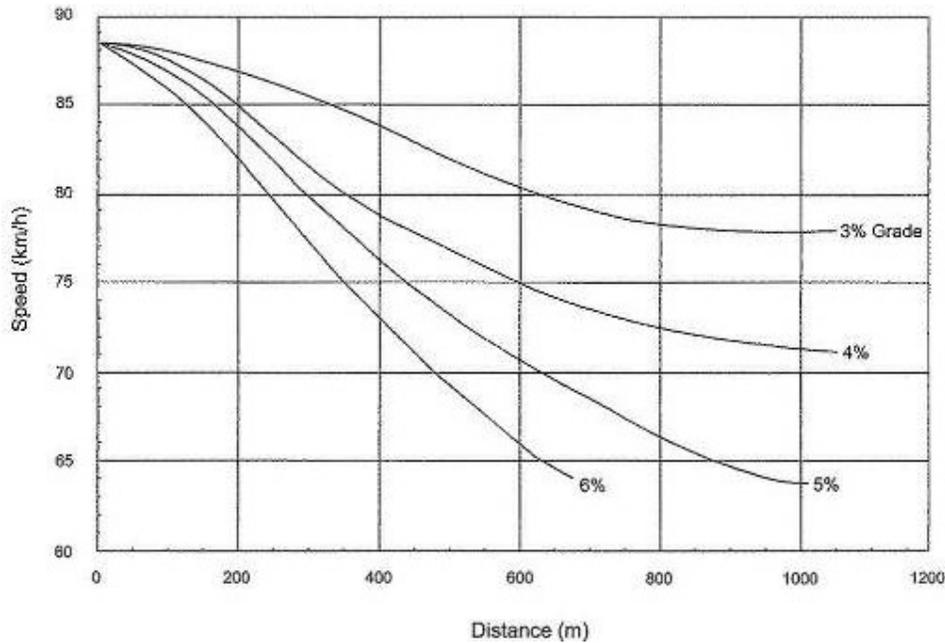


Figura 3-26. Curvas velocidad distancia de un vehículo recreacional típico en subidas seleccionadas (65)

Pendientes de control para el diseño

Pendientes máximas - Sobre la base de los datos de las figuras 3-24 a 3-27, y de acuerdo con los controles de pendiente ahora en uso en un gran número de estados, puede establecerse una guía razonable para las pendientes máximas de diseño. Las pendientes máximas de alrededor del 5% se consideran adecuadas para una velocidad de 110 km/h. Para una velocidad directriz de 50 km/h, generalmente las pendientes máximas están en el rango de 7 a 12%, según la topografía. Si sólo se consideran los caminos más importantes, parece que las pendientes máximas de 7 u 8% son representativos de la práctica de diseño actual para una velocidad directriz de 50 km/h. Los controles de pendientes para velocidad directriz de 60 a 100 km/h se encuentran entre los extremos anteriores. La pendiente máxima de diseño debe utilizarse raramente; en la mayoría de los casos, las pendientes deben ser menores que la pendiente máxima de diseño. En el otro extremo, para las pendientes cortos de menos de 150 m de longitud y bajadas de un solo sentido, la pendiente máxima puede ser un 1% más pronunciada que en otros lugares; para caminos rurales de bajo volumen, la pendiente máxima puede ser 2% más pronunciada.

Pendientes mínimas - Normalmente las rasantes horizontales pueden drenar adecuadamente en caminos sin cordones con pendiente transversal adecuada. En caminos y calles con cordones, las pendientes longitudinales deben facilitar el drenaje superficial. Típicamente, una pendiente mínima adecuado es 0.5%, pero las pendientes de 0.30% pueden utilizarse donde haya una superficie pavimentada inclinada prolijamente y apoyada sobre sub-base firme. Las pendientes más planas pueden justificarse en casos especiales, como se analiza en el Capítulo 5. Se debe prestar especial atención al diseño de las embocaduras de sumideros, y su espaciamiento para mantener el desborde de agua sobre la calzada en límites tolerables. Para adecuado drenaje, frecuentemente las cunetas laterales y de mediana necesitan pendientes más empinadas que la rasante de la calzada, Sección 4.8.3.

Longitudes críticas de la pendiente de diseño

De por sí, la pendiente máxima no es un control completo de diseño. También conviene considerar la longitud de una pendiente, en particular en relación con la operación deseable del vehículo. El término “longitud crítica de pendiente” se utiliza para indicar la longitud máxima de una subida proyectada en la que un camión cargado puede funcionar sin una reducción excesiva de la velocidad. Para una dada longitud de pendiente, las longitudes menores que la crítica resultan en el rango de velocidades deseadas. Si la libertad de operación deseada se ha de mantener en las pendientes más largas que las críticas deben considerarse ajustes de diseño, tales como cambios en la ubicación para reducir las pendientes, o adición de carriles adicionales. Los datos de longitudes críticas de pendiente deben utilizarse con otros factores relevantes (como volumen de tránsito en relación con la capacidad) para determinar dónde se justifica añadir carriles.

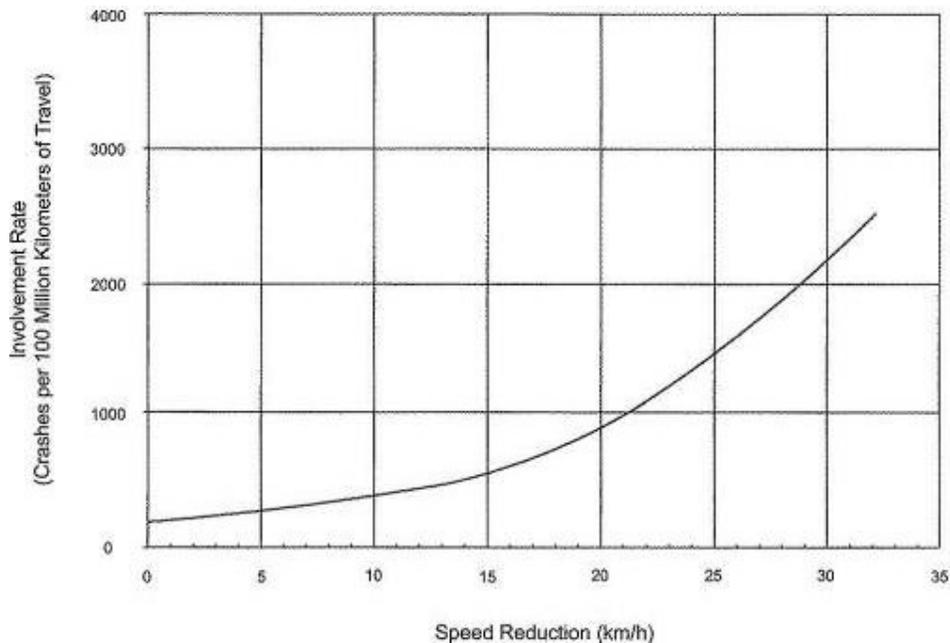


Figura 3-27. Índice de involucramiento en choques de camiones, para los cuales se reducen las velocidades de marcha por debajo de la velocidad media de marcha de todo el tránsito (26)

Para establecer valores de diseño de longitudes críticas de pendientes para las cuales la capacidad de ascenso de los camiones es el factor determinante se necesitan los datos o suposiciones siguientes:

1. Tamaño y potencia de camión o combinación de camión para utilizar como vehículo de diseño junto con datos de capacidad de subida de este vehículo:

Los datos muestran que típicamente en los caminos principales el 85° percentil de la relación peso/potencia de camiones está en el rango de 102 a 126 kg/kW (33). Un camión cargado típico, accionado de manera que la relación peso/potencia sea de unos 120 kg/kW, es representativa del tamaño y tipo del vehículo utilizado normalmente como un control de diseño de los caminos principales. Los datos de las Figuras 3-24 y 3-25 se aplican a este tipo de vehículo. Los camiones más potentes con relaciones peso/potencia en el rango de 102 a 108 kg/kW pueden ser adecuados en algunos estados, mientras que algunos caminos secundarios de dos carriles pueden tener claramente diferentes poblaciones de camiones con relaciones de peso/potencia superior a 126 kg/kW.

2. Velocidad de entrada a una pendiente de longitud crítica:

La velocidad media de marcha en relación a la velocidad directriz puede usarse para aproximar la velocidad de los vehículos que comienzan un camino cuesta arriba. Por supuesto, esta estimación está sujeta a ajuste según las condiciones de la aproximación lo determinen. Cuando los vehículos se acercan a pendientes nulas puede usarse directamente la velocidad de operación. Para una aproximación a un descenso debería incrementarse, y a un ascenso debería reducirse.

3. Velocidad mínima en la pendiente, debajo de la cual se consideran irrazonables los vehículos siguientes:

Sin datos específicos disponibles sobre cuáles basar las velocidades mínimas tolerables de camiones en las subidas. Es lógico suponer que tales velocidades mínimas deben estar en relación directa con la velocidad directriz. Las velocidades mínimas de camiones de aproximadamente 40 a 60 km/h para la mayoría de los caminos (en los que las velocidades directrices son aproximadamente 60 a 100 km/h) probablemente no sean irrazonablemente molestas para los conductores que siguen no puedan adelantarse en caminos de dos carriles, si el intervalo de tiempo durante el cual no pueden adelantarse no sea demasiado largo. El intervalo de tiempo es menos probable que sea molesto en caminos de dos carriles con volúmenes muy por debajo de sus capacidades, mientras que es más probable que sea molesto en caminos de dos carriles con volúmenes cercanos a la capacidad. Las velocidades mínimas más bajas de los camiones probablemente puedan tolerarse en los caminos de varios carriles, en lugar de en los caminos de dos carriles, porque hay más oportunidad y menos dificultad de adelantamiento. Los caminos deben diseñarse para que las velocidades de los camiones no se reduzcan lo suficiente como para causen condiciones insoportables para los conductores que vienen atrás.

Independientemente de la velocidad media en el camino, los estudios demuestran que cuando más un vehículo se desvía de la velocidad media, mayor será su probabilidad de involucrarse en un accidente. Uno de estos estudios (25) utilizó la distribución de la velocidad de los vehículos que circulan por los caminos en un estado, y la relacionó con el índice de involucramiento en choques para obtener el índice para camiones de cuatro o más ejes que operan en rasantes planas. Los índices de involucramiento en choques para reducciones de velocidad de 10, 15, 25, y 30 km/h se desarrollaron suponiendo que la reducción de la velocidad media para todos los vehículos en una pendiente era 30% de la reducción de velocidad de camión en la misma pendiente. Los resultados de este análisis se muestran en la Figura 3-27.

Una base común para determinar la longitud crítica de pendiente se basa en una reducción de la velocidad de los camiones, por debajo de la velocidad media de marcha del tránsito. Lo ideal sería que todo el tránsito opere a la velocidad media.

Sin embargo, esto no es práctico. En el pasado, la práctica general fue utilizar una reducción de la velocidad del camión de 25 km/h por debajo de la velocidad media de marcha de todo el tránsito para identificar la longitud crítica de pendiente. Como se muestra en la Figura 3-27, el índice de involucramiento en choques crece significativamente cuando las reducciones de velocidad del camión superan los 15 km/h, con un índice de involucramiento en choques 2.4 veces mayor para reducción de 25 km/h que para 15 km/h. Sobre la base de estas relaciones se recomienda utilizar el criterio de 15 km/h de reducción como guía general para determinar las longitudes críticas de pendiente.

La longitud de cualquier pendiente dada que hará reducir la velocidad de un camión representativo (120 kg/kW) que entra en la pendiente a 110 km/h por diversas cantidades por debajo de la velocidad media de todo el tránsito se muestra gráficamente en la Figura 3-28, basada en los datos de comportamiento de camiones presentados en la Figura 3-24. La curva que muestra un 15 km/h de reducción de velocidad se utiliza como guía general de diseño para determinar las longitudes críticas de pendiente. Información similar sobre la longitud crítica de pendiente para vehículos recreativos se puede encontrar en la Figura 3-29, basada en los datos de rendimiento de vehículos recreativos de la Figura 3-26.

Donde la velocidad de entrada es inferior a 110 km/h, como puede ser el caso en el que la aproximación esté en una subida, las reducciones de velocidad mostradas en las Figuras 3-28 y 3-29 se producirán en longitudes más cortas de pendiente. Inversamente, donde la aproximación esté en una bajada, es probable que la velocidad de aproximación sea mayor que 110 km/h y que el camión o vehículo recreativo suba una longitud mayor de pendiente de lo que se muestra en las figuras, antes de que la velocidad se reduzca a los valores mostrados.

El método de la Figura 3-28 para determinar longitudes críticas de pendiente se demuestra en los ejemplos siguientes.

Suponga estar diseñando un camino para 100 km/h con una aproximación bastante plana a una subida del 4%. La reducción de velocidad de 15 km/h de la curva de la Figura 3-28 muestra una longitud crítica de pendiente de 350 m. Si, en cambio, la velocidad directriz fuera de 60 km/h, las velocidades iniciales y mínimas tolerables en la subida serían diferentes, pero para la misma reducción de velocidad permisible la longitud crítica sería aún de 350 m.

En otro caso, la longitud crítica de una subida de 5% abordada por una longitud de 500 m de pendiente 2% es desconocida. La Figura 3-28 muestra que una subida del 2% de 500 m de longitud se traduciría en una reducción de velocidad de 9 km/h. El gráfico muestra además que la reducción de velocidad restante tolerable de 6 km/h se produciría en 100 m de la subida de 5%.

Donde la subida se aborde en una bajada, a menudo los camiones pesados aumentan considerablemente la velocidad para iniciar la subida a una velocidad tan alta como fuere posible. Este factor puede reconocerse en el diseño mediante el aumento de la reducción de la velocidad tolerable. Queda para el proyectista juzgar en qué medida la velocidad de los camiones aumentaría en la parte inferior de la pendiente por encima del impulso que generalmente se encuentra en las aproximaciones planas.

Parece que un aumento de velocidad de unos 10 km/h puede considerarse para bajadas moderadas, y un incremento de velocidad de 15 km/h para pendientes más empinadas de longitud moderada, o más largas. Sobre esta base, la reducción de velocidad tolerable con pendientes de impulso sería 25 o 30 km/h. Por ejemplo, donde haya una longitud moderada de bajada de 4% antes de una subida de 6%, puede asumirse una reducción de velocidad tolerable de 25 km/h. Para este caso, la longitud crítica de la subida 6% es de aproximadamente 370 m.

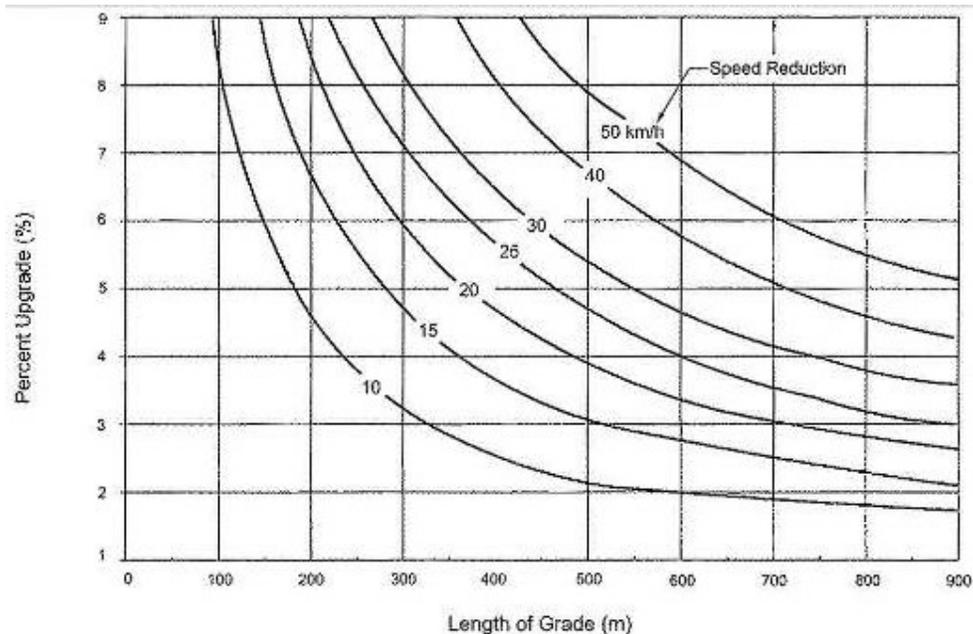


Figura 3-28. Longitudes críticas de pendientes de diseño, camión típico supuesto de 120 kg/kW, velocidad de entrada = 110 km/h

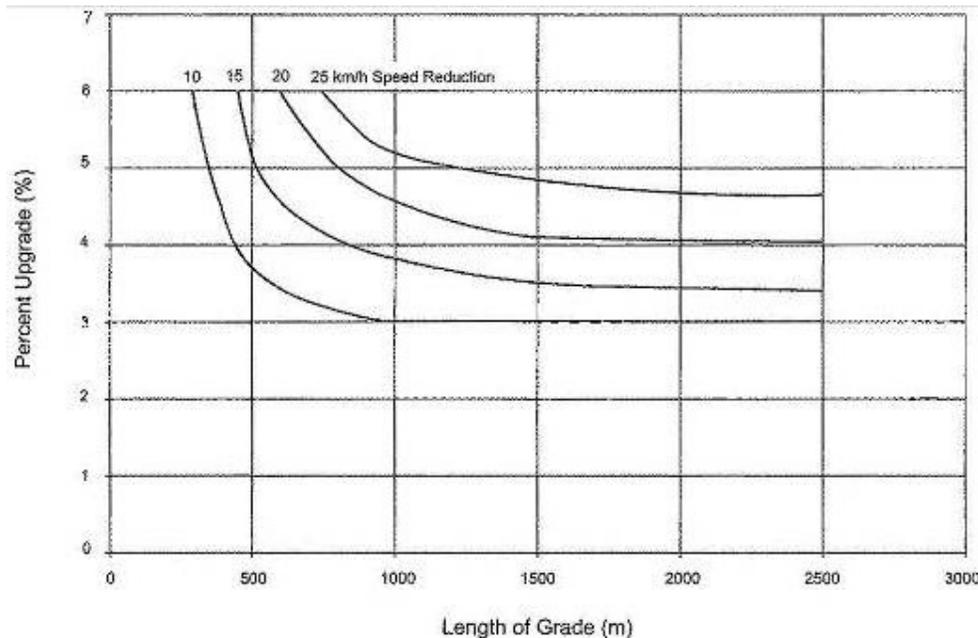


Figura 3-29. Longitudes críticas de pendientes para una velocidad de aproximación de 90 km/h para vehículo recreacional típico (18)

La longitud crítica de pendiente en la Figura 3-28 se deduce como la longitud de pendiente recta. Cuando una curva vertical es parte de una longitud crítica de pendiente debe utilizarse una longitud de pendiente equivalente aproximada. Donde la condición implique curvas verticales de los tipos II y IV mostrados en Figura 3-41 y la diferencia algebraica de pendientes no fuere demasiado grande, la medición de la longitud crítica de pendiente puede hacerse entre los puntos de intersección vertical (PIV). Cuando estén implicadas curvas verticales de los Tipos I y III de Figura 3-41, aproximadamente un cuarto de la longitud de la curva vertical debe considerarse parte de la pendiente.

En muchas situaciones de diseño, la Figura 3-28 puede no ser directamente aplicable para determinar la longitud crítica de pendiente por una de varias razones: 1) la población de camiones para un sitio dado puede ser tal que la relación peso/potencia sea menor o mayor que la relación 120 kg/kW, asumida adecuada en la Figura 3-28 como un control de diseño; 2) la velocidad del camión en la entrada a la pendiente pueden diferir de los 110 km/h supuestos en la Figura 3-28; 3) la rasante puede no comprender una pendiente constante. En tales situaciones se dispone de un programa de hoja de cálculo, conocido como Modelo de perfil de velocidad de camión (TSPM) (33), que puede usarse para generar perfiles de velocidad de camiones para cualquier relación especificada peso/potencia de camión, velocidad inicial, y secuencia de pendientes.

Las bajadas empinadas en caminos con altos volúmenes de tránsito y numerosos camiones pueden reducir la capacidad de tránsito y aumentar la frecuencia de accidentes. Algunas bajadas son lo suficientemente largas y empinadas como para que algunos camiones viajen a velocidades de arrastre para evitar la pérdida de control en las pendientes. Los vehículos lentos de este tipo pueden obstaculizar a otros vehículos. Por lo tanto, **hay casos en que se debería considerar la posibilidad de dar un carril adicional para el descenso camiones**. En el MCC (62) se desarrollaron procedimientos para analizar esta situación.

El criterio de diseño sugerido para determinar la longitud crítica de pendiente no está diseñado como un control estricto sino como una guía. En algunos casos, los controles físicos del terreno o de otro tipo pueden impedir el acortamiento o aplanamiento de pendientes como para cumplir con estos controles. Donde una reducción de velocidad mayor que la guía de diseño sugerida no pueda evitarse, la operación puede resultar indeseable con numerosos camiones, particularmente en los caminos de dos carriles con volúmenes próximos a capacidad, y en algunos casos en los caminos de varios carriles. Cuando se excede la longitud de pendiente crítica debe considerarse la posibilidad de dar un carril adicional cuesta arriba para los vehículos lentos, sobre todo cuando el volumen está en o cerca de la capacidad y el volumen de camiones es alta. Los datos en la Figura 3-28 pueden utilizarse junto con otros factores clave, en particular los datos de volumen en relación con los datos de capacidad y volumen de camiones, para determinar cuándo se justifican carriles adicionales.

3.4.3 Carriles de ascenso

Carriles de ascenso para caminos de dos carriles

General – Además de estar influidas por la pendiente y la frecuencia de las secciones de adelantamiento, la libertad y seguridad de operación en los caminos de dos carriles se ven afectadas negativamente por la operación de vehículos muy cargados en las pendientes de longitud suficiente como para dar lugar a velocidades que podrían obstaculizar la marcha de los vehículos siguientes. En el pasado, la provisión de carriles adicionales de ascenso para mejorar las operaciones en las subidas fue bastante limitada debido a los mayores costos de construcción. Sin embargo, **debido a la creciente cantidad de demoras y al número de accidentes graves que se producen en las pendientes, tales carriles se incluyen ahora más comúnmente en los planos originales de construcción, y carriles adicionales en caminos existentes se consideran como proyectos de mejoramiento de la seguridad.** El potencial de choques creado por esta condición se ilustra en la figura 3-27.

En los caminos tricarriles no se considera un carril adicional de ascenso, sino en caminos de dos carriles con un carril agregado para los vehículos que ascienden lentamente, de modo que otros vehículos usen sin demoras el carril normal a la derecha de la línea central. Estos vehículos más rápidos se adelantan a los más lentos en las subidas, pero no por el carril de sentido opuesto, como en un camino convencional de dos carriles. Es preferible un carril de ascenso exclusivo para vehículos lentos que la adición de un carril extra que lleve tránsito mixto. Los diseños de caminos de dos carriles con carriles de ascenso se ilustran en las Figuras 3-30^a y 3-30B. Los carriles de ascenso se diseñan para cada sentido, independientemente del otro. Según el alineamiento y condiciones de la rasante pueden no traslaparse, como en la figura 3-30^a, o sí pueden como en la figura 3-30B, donde hay una convexidad con una larga pendiente a cada lado.

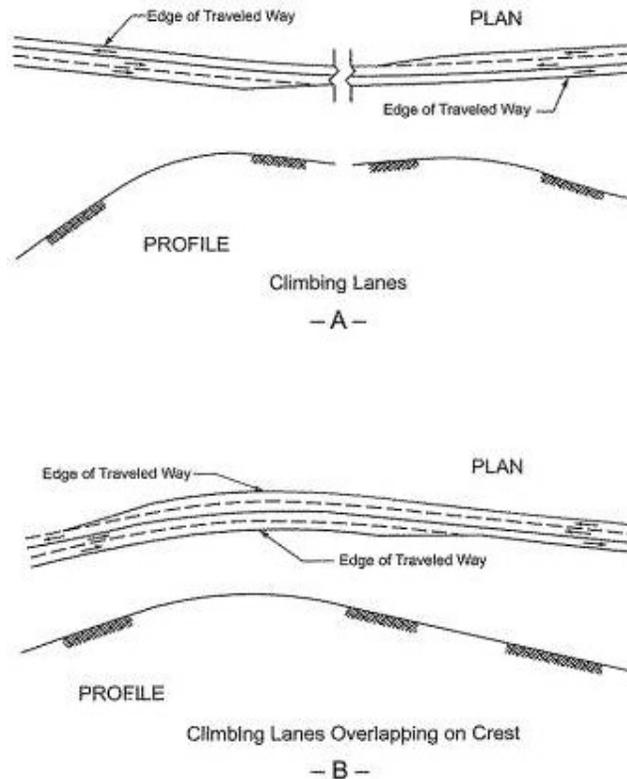


Figura 3-30. Carriles de ascenso en caminos de dos carriles

La adición de un carril de ascenso para una subida en un camino de dos carriles puede compensar la disminución de las operaciones de tránsito causada por los efectos combinados de pendiente, volumen de tránsito y de camiones. Los carriles de ascenso son adecuados cuando el nivel de servicio o la velocidad de los camiones es sustancialmente menor en una subida que en la aproximación a la subida. **Cuando se dan carriles de ascenso hay un alto grado de cumplimiento de uso por parte de los camioneros.**

En los caminos con bajo volumen, sólo un coche ocasional se retrasa, y los carriles de ascenso de carril, aunque deseables, no pueden justificarse económicamente, incluso cuando se supere la longitud crítica de pendiente. Para estos casos deben considerarse los apartaderos, Sección 3.4.4, para vehículos lentos, como para reducir las demoras de ocasionales vehículos de pasajeros.

Los siguientes criterios reflejan las consideraciones económicas que deben satisfacerse para justificar los carriles de ascenso:

1. Caudal de subida mayor que 200 vehículos por hora.
2. Caudal de camiones mayor que 20 vehículos por hora.
3. Una de las condiciones siguientes:
 - Reducción de velocidad prevista de 15 km/h o más para camión típico.
 - Nivel de servicio E o F existente en la pendiente.
 - Reducción prevista de dos o más niveles de servicio desde el segmento de aproximación hasta la pendiente.

Además, las altas frecuencias de choques pueden justificar la adición de un carril de ascenso, independientemente de la pendiente y volúmenes de tránsito.

El caudal de subida se determina multiplicando el volumen horario existente o previsto por el factor de distribución por sentidos para la subida, y dividiendo el resultado por el factor de hora pico, Sección 2.3. El número de camiones de subida se obtiene multiplicando el caudal de subida por el porcentaje de camiones en el sentido de subida.

Camiones - Sólo una de las tres condiciones especificadas en el Criterio 3 será necesaria. La longitud crítica de pendiente para una reducción de velocidad de 15 km/h de los camiones se obtiene de la Figura 3-28, y se la compara con la longitud de pendiente particular. Si la longitud crítica de pendiente es menor que la longitud de la pendiente en estudio se cumple el Criterio 3. Esta evaluación debe hacerse en primer lugar porque cuando se excede la longitud crítica de pendiente no hay evaluaciones adicionales necesarias bajo el Criterio 3.

La justificación para los carriles de ascenso donde la longitud crítica de pendiente no se supere debe considerarse desde el punto de vista de la capacidad. Los procedimientos utilizados son los del MCC (62) para analizar las pendientes específicas en los caminos de dos carriles. Las demás condiciones del Criterio 3 se evalúan usando los procedimientos del MCC. El efecto sobre la capacidad de los camiones es principalmente una función de la diferencia entre la velocidad media de los camiones y la velocidad medio de marcha de los vehículos de pasajeros. Las dimensiones físicas de los camiones pesados y sus pobres características de aceleración también se relacionan con el espacio necesario en la corriente de tránsito.

En las pendientes individuales, el efecto de los camiones es más grave que el efecto promedio sobre una sección más larga del camino. Así, para un volumen dado de tránsito mixto y una sección transversal fija, en las pendientes individuales se experimenta un mayor grado de congestión que para la operación media en secciones más largas secciones que incluyan bajadas y subidas. Para determinar el volumen de servicio de diseño en las pendientes individuales se usan los factores de camiones deducidos de la geometría de las pendientes y del nivel de servicio seleccionado por el organismo vial, como base del diseño.

Si no hay 15 km/h de reducción de la velocidad (si no se supera la longitud crítica de pendiente), el nivel de servicio en la pendiente debe examinarse para determinar si existe nivel de servicio E o F existe, lo cual se hace mediante el cálculo del índice de servicio de la limitación de flujo para el nivel de servicio D, y comparando con el índice de flujo real de la pendiente. El caudal real se determina dividiendo el volumen por hora de tránsito por el factor de hora pico. Si el caudal real excede el índice de flujo de servicio a nivel de servicio D, se cumple el Criterio 3. Cuando el caudal real es menor que el valor límite no se justifica un carril de ascenso según este segundo elemento del Criterio 3.

Si no se satisface ninguno de los otros elementos del Criterio 3, el problema restante por examinar es si hay una reducción de dos niveles del nivel de servicio entre la aproximación y la subida. Para evaluar este criterio deben determinarse los niveles de servicio de la pendiente y del tramo de aproximación. Dado que este criterio tiene en consideración solamente un número muy limitado de casos, no se discute en detalle aquí.

El MCC (62) proporciona detalles adicionales y hojas de cálculo para analizar los criterios anteriores. Debido a que hay tantas variables involucradas, prácticamente ningún determinado conjunto de condiciones puede describirse adecuadamente como típico. Por lo tanto se recomienda un análisis detallado como el que se describe donde se consideren carriles de ascenso.

El lugar donde un carril añadido debe comenzar depende de las velocidades a las que los camiones se acercan a la pendiente y al alcance de las restricciones de distancia visual en la aproximación. Donde no haya restricciones de distancia visual u otras condiciones que limiten la velocidad en la aproximación, el carril adicional puede introducirse en la subida, más allá de su inicio, debido a que la velocidad de los camiones no se reducirá más allá del nivel tolerable para los siguientes conductores, hasta que hayan viajado alguna distancia hasta el pendiente. Este punto óptimo de capacidad se produciría para una reducción de la velocidad del camión a 60 km/h, pero una disminución de la velocidad del camión de 15 km/h por debajo de la velocidad media de marcha, Sección 3.4.2, es la reducción más práctico para obtener desde el punto de vista de nivel de servicio y frecuencia de accidentes. Esta reducción de 15 km/h es la base aceptada para determinar la ubicación del comienzo de los carriles de ascenso. La distancia desde la parte inferior de la pendiente hasta el punto donde las velocidades de camiones caen 15 km/h por debajo de la velocidad media de marcha puede determinarse de las figuras 3-24 o 3-28. Diferentes curvas podrían aplicarse para camiones con relaciones peso/potencia distintas que 120 kW/kg.

Por ejemplo, asumiendo una condición de aproximación en la que los camiones con 120 kg/kW de relación peso/potencia viajan en un flujo de velocidad media constante de 110 km/h, la resultante reducción de velocidad de 15 km/h se produce a una distancia de aproximadamente 175 a 350 m para pendientes entre 7 y 4%. Con una aproximación en bajada o en subida estas distancias podrían ser más largas o más cortas. Con las distancias así determinadas puede establecerse el punto de comienzo del carril de ascenso. Donde las restricciones visuales, aproximaciones en subida, u otras condiciones indiquen la probabilidad de velocidades bajas de los camiones que se acercan, el carril añadido debe introducirse casi al pie de la pendiente. El principio del carril añadido debe ser precedido por una sección abocinada (*taper*), con una desviación lineal deseable de 25:1 en por lo menos 90 m, hasta alcanzar los 3.6 m de ancho.

El diseño ideal consiste en extender una vía de ascenso hasta un punto más allá de la convexidad, donde un camión típico pudiera alcanzar una velocidad en los 15 km/h de la velocidad de otros vehículos con una velocidad deseable de al menos 60 km/h. En muchos casos esto puede no ser práctico, debido a la distancia excesivamente larga necesaria de los camiones para acelerar a la velocidad deseada. En tales situaciones, un punto de vista práctico para poner fin al carril adicional es donde los camiones puedan volver al carril normal sin interferencia indebida con otro tránsito; en particular, cuando la distancia visual se vuelve suficiente para permitir el adelantamiento cuando no hay tránsito de frente o, preferiblemente, por lo menos 60 m más allá de ese punto. Debe darse una longitud de abocinamiento adecuada para permitir el regreso suave de los camiones al carril normal. Por ejemplo, en un camino donde se disponga de distancia visual de adelantamiento 30 m más allá de la convexidad, el carril debe extenderse 90 m (30 + 60) más allá de la convexidad, y una sección adicional abocinada 50:1 de por lo menos 180 m.

Deseablemente, un carril de ascenso debe ser tan amplio como los carriles directos. Se deberá construir para ser reconocido de inmediato como un carril añadido para un solo sentido. La línea central de los dos carriles normales debe estar claramente identificada, incluyendo las líneas amarillas de no-adelantamiento. La señalización y marcación adecuadas para carriles de ascenso se presentan en el MUTCD (22).

La pendiente transversal de un carril de ascenso suele diseñarse como si fuera la adición de un carril de un camino multicarril. Según la práctica del organismo vial, este diseño resulta en una continuación de la pendiente transversal o ligeramente mayor. En una sección peraltada, generalmente la pendiente transversal es continuación de la pendiente utilizada en el carril directo.

Deseablemente, la banquina en el borde exterior de un carril de ascenso debe ser tan amplia como la banquina en la normal de dos carriles de sección transversal, en particular cuando hay tránsito de bicicletas. Sin embargo, esto puede ser poco práctico, particularmente cuando el carril de ascenso se añade a un camino existente. Una banquina útil de 1.2 m de ancho o mayor es aceptable. Aunque no es lo suficientemente amplia como para que un vehículo detenido despeje completamente el carril de ascenso, una banquina de 1.2 m en combinación con el carril de ascenso, en general proporciona una anchura suficiente para el vehículo detenido y para el que pasa a baja velocidad, sin necesidad de éste de invadir el carril directo adyacente.

En resumen, los carriles de ascenso son un medio relativamente barato para superar la reducción de capacidad y la disponibilidad para una mejor operación en pendientes, donde la congestión se debe a los camiones lentos, en combinación con altos volúmenes de tránsito. Los carriles de ascenso *también* reducen los accidentes. **En algunos de los caminos actuales de dos carriles, la adición de carriles de ascenso podría aplazar la reconstrucción por muchos años, o indefinidamente.** En un diseño de camino nuevo, los carriles de ascenso podrían mejorar la operación de un camino de dos carriles, tal que fuera innecesaria una autopista de varios carriles, mucho más costosa.

Carriles de ascenso en autopistas y caminos multicarriles

General - A pesar de ser cada vez más frecuentes, los carriles de ascenso, , no se usan extensamente en autopistas y caminos multicarriles como en los de dos carriles. Esto puede deberse a que los caminos de varios carriles frecuentemente tienen la capacidad suficiente como para atender a sus demandas de tránsito, incluyendo el porcentaje típico de vehículos lentos con altas relaciones peso/potencia, sin ser congestionados. Los carriles de ascenso no suelen justificarse tan fácilmente justificables en los caminos de varios carriles como en los de dos carriles y dos sentidos, porque en éstos los vehículos que siguen a los más lentos en las subidas frecuentemente se ven impedidos de adelantarse por la presencia de tránsito opuesto. En los caminos de varios carriles no hay ningún impedimento para tal adelantamiento. Un vehículo de movimiento lento en el carril derecho normal no obstaculiza a los siguientes vehículos, que fácilmente se pueden mover a la izquierda hacia el carril adyacente y seguir sin dificultad, aunque **hay pruebas de que los choques se reducen cuando los vehículos en la corriente de tránsito se mueven a la misma velocidad.**

Debido a que normalmente los caminos se diseñan para 20 años o más de vida útil, hay menos probabilidad de que los carriles de ascenso se justifiquen en caminos de varios carriles, como en los de dos carriles, durante varios años después de la construcción, a pesar de que se considera deseable durante las horas pico del año de diseño. Cuando este es el caso, hay ventaja económica en diseñar los carriles de ascenso en caminos multicarriles, pero diferir su construcción. En esta situación, el movimiento de suelos debe hacerse inicialmente, dado que el volumen adicional necesario es pequeño en relación con la sección transversal total. **Si este movimiento de suelos adicional es impracticable, es aceptable aunque indeseable, usar una banquina adyacente más angosta adyacente al carril de ascenso, en lugar de la banquina total provista en una sección normal.**

Aunque principalmente aplicable en las zonas rurales, hay casos en que los carriles de ascenso se necesitan en zonas urbanas. Los carriles de ascenso son particularmente importantes para la libertad de operación en las autopistas urbanas, donde los volúmenes de tránsito son altos en relación con su capacidad. En autopistas urbanas antiguas y calles arteriales con pendientes apreciables sin carriles de ascenso, es una ocurrencia común la formación de pelotones de camiones en las pendientes.

Camiones - Los principales determinantes de la necesidad de carriles de ascenso en los caminos multicarriles son las longitudes críticas de pendientes, los efectos de los camiones en las pendientes en términos de vehículos de pasajeros equivalentes, y los volúmenes de servicio para el nivel de servicio deseado, y el siguiente nivel de servicio más pobre.

La longitud crítica de pendiente se trató anteriormente en la Sección 3.4.2. Es la longitud de una subida en particular que reduce la velocidad de camiones de bajo rendimiento 15 km/h por debajo de la velocidad media de marcha del tránsito restante. Se halla usando la figura 3-28 y luego se compara con la longitud de la pendiente particular que se examina. Si la longitud crítica de pendiente es menor que la longitud de pendiente evaluada, se justifica considerar un carril de ascenso.

Al determinar el volumen de servicio, el equivalente de coche de pasajeros para camiones es un factor significativo. Generalmente se acuerda que los camiones en caminos multicarriles tienen menos efectos de obstaculizar a los vehículos que los siguen que en los caminos de dos carriles. La comparación de vehículos de pasajeros equivalentes en el MCC (62) para el mismo porcentaje y longitud de pendiente, y porcentaje de camiones, ilustra claramente la diferencia en vehículos de pasajeros equivalentes de los camiones para caminos de dos carriles y multicarriles.

Para justificar el costo de dar una vía de ascenso, la existencia de un bajo nivel de servicio en el pendiente debe ser el criterio, como en el caso de justificar los carriles de ascenso de los caminos de dos carriles, ya que los usuarios viales aceptan un mayor grado de congestión (es decir, un menor nivel de servicio) en las pendientes individuales que sobre secciones largas de camino. Como una cuestión de práctica, el volumen de servicio en una pendiente no debería superar al del siguiente nivel de servicio más pobre de servicio del usado por el diseño básico. La única excepción es que el volumen de servicio para el nivel de servicio D no debe superarse.

Generalmente, los carriles de ascenso no deben considerarse a menos que el volumen de tránsito en el sentido de subida sea igual o mayor que el volumen de servicio para el nivel de servicio D. En la mayoría de los casos cuando el volumen de servicio, incluidos camiones, es mayor que 1700 vehículos por hora por carril, y la longitud de la pendiente y el porcentaje de camiones sean suficientes para considerar carriles de ascenso, el volumen en términos de vehículos de pasajeros equivalentes es probable de acercarse o incluso superar la capacidad. En esta situación, un aumento en el número de carriles en todo el tramo de camino representa una mejor inversión que la provisión de carriles de ascenso.

En general, tampoco se justifican los carriles de ascenso en caminos de cuatro carriles con volúmenes por debajo de los 1.000 vehículos por hora por carril, independientemente del porcentaje de camiones. A pesar de que ocasionalmente un camionero se adelante a otro camión bajo tales condiciones, el inconveniente con este bajo volumen no es suficiente para justificar el costo de un carril de ascenso, en ausencia de criterios adecuados.

Los procedimientos del MCC (62) deben usarse para examinar las características operacionales del tránsito en la pendiente bajo estudio. Debe determinarse el volumen máximo de servicio para el deseado nivel de servicio, junto con el volumen del siguiente nivel de servicio más pobre. Si el flujo en la pendiente supera el volumen de servicio del siguiente más pobre nivel de servicio, se justifica considerar un carril de ascenso.

Para utilizar los procedimientos del MCC debe determinarse la velocidad de flujo libre debe determinarse o estimarse. La velocidad de flujo libre puede determinarse midiendo la velocidad media de los vehículos de pasajeros bajo condiciones bajas a moderadas (hasta 1300 automóviles por hora por carril) en el camino, o similar.

Los datos (25, 62) indican que la velocidad media de flujo libre en condiciones ideales para los rangos de caminos multicarriles varía desde 0.6 km/h inferior que la velocidad del 85° percentil de 65 km/h, hasta 5 km/h inferior a la velocidad del 85° percentil de 100 km/h. **El límite de velocidad es un factor que afecta la velocidad de flujo libre.**

La investigación (25, 62) sugiere que la velocidad de flujo libre es aproximadamente 11 km/h más alta que el límite de velocidad en los caminos con límites de velocidad de 65 y de 70 km/h; y 8 km/h más alta que límites de velocidad de 80 y 90 km/h. El análisis basado en estas reglas generales se debe utilizar con precaución; la medición de campo es el método recomendado para determinar la velocidad de flujo libre. Sólo usar estimaciones cuando no se pueda disponer de datos de campo.

Cuando la pendiente investigada se ubique en un camino multicarril, a veces deben considerarse otros factores: tipo de mediana, anchos de carril, distancia lateral, y la densidad de punto de acceso, tenidos en cuenta en los procedimientos de análisis de capacidad mediante ajustes en la velocidad de flujo libre, y normalmente no son una consideración separada para determinar la ventaja de un carril de ascenso.

Para las autopistas se ajustan los análisis operacionales del tránsito utilizando los factores para anchos restringidos de carril, separaciones laterales, vehículos recreativos, y poblaciones de conductores foráneos. Debe usarse el MCC (62) para obtener información sobre la consideración de estos factores en el análisis.

Bajo determinadas circunstancias deben considerarse carriles adicionales para acomodar camiones en las bajadas. Esto se obtiene usando el mismo procedimiento descrito y utilizando los equivalentes de vehículos de pasajeros para los camiones en las bajadas, en lugar de los valores para los camiones y vehículos recreativos en las subidas.

Usualmente los carriles de ascenso en los caminos multicarriles se ubican en la parte exterior o derecha de la calzada, Figura 3-31. Los principios sobre pendientes transversales, ubicación de los puntos terminales, y el diseño de las zonas terminales o abocinamientos para los carriles de ascenso se trataron anteriormente, y son igualmente aplicables carriles de ascenso en caminos multicarriles. Una consideración principal es que la ubicación del final cuesta arriba debe ser un punto donde los camiones alcancen una velocidad satisfactoria, preferiblemente alrededor de 15 km/h por debajo de la velocidad media de marcha del camino. En los caminos multicarriles no es necesario considerar la distancia visual de adelantamiento.

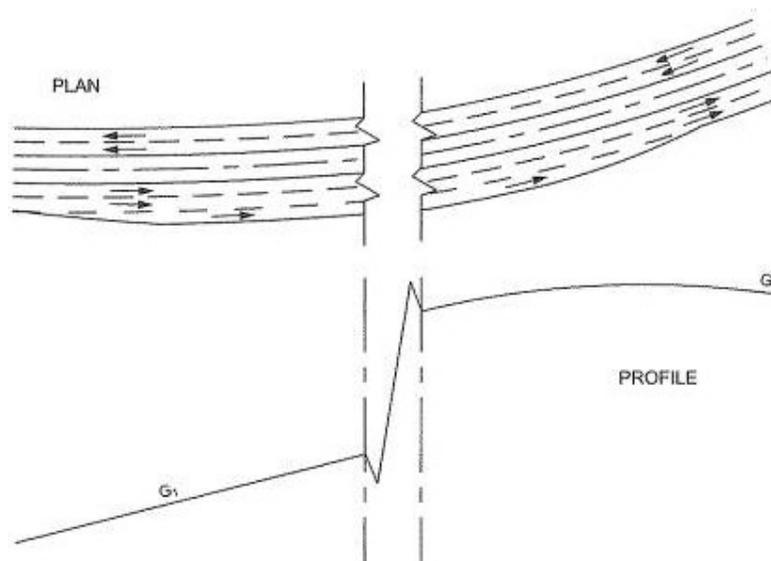


Figura 3-31. Carril de ascenso en autopistas y caminos multicarriles

3.4.4 Aumento de oportunidades de adelantamiento en caminos de dos carriles

Varios organismos viales desarrollaron métodos exitosos para dar más oportunidades de adelantamiento en los caminos de dos carriles. Algunos de los más reconocidos incluyen carriles de adelantamiento, apartaderos, conducción por banquina, y secciones de banquetas de uso, según se describe en la guía informativa de la FHWA (29). Una opción adicional de diseño es el método europeo conocido *calzada 2+1* (Tricarril, súper 2) sobre cuyos resultados de investigación informó el Digest NCHRP 275, (49). Una sinopsis de las porciones de material hallado en estas fuentes se presenta en el resto de esta sección. Criterios más detallados de estos métodos se encuentran en los documentos referidos.

Carriles de adelantamiento

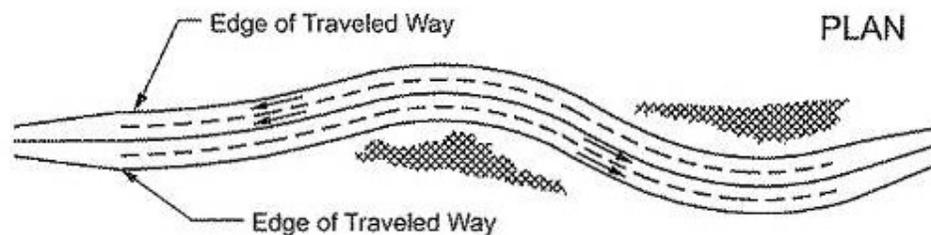
En las secciones de inferior capacidad, para mejorar las operaciones de tránsito hasta por lo menos la misma calidad de servicio que los tramos adyacentes pueden añadirse carriles en uno o ambos sentidos de marcha. En los caminos de dos carriles, los carriles adicionales de adelantamiento a intervalos regulares pueden mejorar las operaciones globales del tránsito mediante la reducción de los retrasos causados por las escasas posibilidades de adelantamiento a lo largo de sustanciales longitudes, típicamente de 10 a 100 km.

La ubicación del carril añadido debe parecer lógica al conductor. El valor de un carril de adelantamiento es más evidente en rectas largas, donde la distancia visual de adelantamiento esté restringida, que incluso podrían dar oportunidades de adelantamiento sin carriles adicionales. La ubicación de un carril de adelantamiento debe reconocer la necesidad de adecuada distancia visual en los abocinamientos de adición y pérdida de carril. Se recomienda una distancia visual mínima de 300 m en la aproximación a cada abocinamiento. La selección de una ubicación adecuada también debe considerar la ubicación de las intersecciones y de los accesos a propiedad de altos volúmenes, para minimizar el volumen de movimientos de giro en una sección de camino, donde se facilita el adelantamiento. Además, otras limitaciones físicas, tales como puentes y alcantarillas, deben evitarse si ellas limitan restringen la provisión de una banquina continua.

El siguiente es un resumen del procedimiento de diseño para proveer secciones de adelantamiento en caminos de dos carriles:

1. Como fuere práctico, los alineamientos horizontal y vertical deben diseñarse para dar la mayor cantidad de con distancia visual de adelantamiento, Tabla 3-4.
2. Cuando el volumen se aproxima a la capacidad de diseño, debe reconocerse el efecto de la falta de oportunidades de adelantamiento en la reducción del nivel de servicio.
3. Cuando la longitud crítica de pendiente es menor que la longitud física de una subida, se debe considerar la adición de carriles de ascenso, Figuras 3-28 y 3-29.
4. Cuando según los Criterios 1 y 2 la magnitud y frecuencia de oportunidades de adelantamiento sean muy a pocas debe considerarse la adición de carriles adelantamiento.

Las secciones de carriles de adelantamiento, que pueden ser de tres o cuatro carriles de ancho, se construyen en los caminos de dos carriles para dar la frecuencia deseada de las zonas de adelantamiento, y eliminar la interferencia de los camiones de baja velocidad. Donde no pueda obtenerse número y longitud adecuados con sólo el diseño de los alineamientos, puede introducirse un carril ocasional en uno o ambos sentidos de viaje para dar más oportunidades de adelantamiento, Figura 3-32. Tales secciones son particularmente ventajosas en terreno ondulado, o donde la rasante incluya longitudes críticas de pendiente.



Four-Lane Passing Section on Two-Lane Highway

– A –



Three-Lane Passing Section on Two-Lane Highway

– B –

Figura 3-32. Sección de carriles de adelantamiento en caminos de dos carriles

En terreno ondulado, un camino recto puede tener restricciones al adelantamiento aunque las pendientes estén por debajo de la longitud crítica. El uso de carriles de adelantamiento sobre algunas de las convexidades provee más secciones de adelantamiento en ambos sentidos, donde sean más necesarios. Las secciones de adelantamiento deben ser suficientemente largas como para permitir el adelantamiento de varios vehículos, antes de volver a la sección normal del camino de dos carriles.

Para que los vehículos demorados tengan oportunidad de completar por lo menos un adelantamiento en la sección de carril adicional se necesita una longitud mínima de 300 m, excluidos los abocinamientos. Cuando se da carril adicional para las demoras en un cuello de botella específico, la longitud necesaria se controla por la medida del cuello de botella. Un carril adicionado para mejorar las operaciones generales de tránsito deben ser lo suficientemente largo, más de 0.5 km, para reducir sustancialmente los pelotones de tránsito. Normalmente la longitud óptima es de 0.8 a 3.2 km, con longitudes de carril añadido adecuadas cuando los volúmenes de tránsito son más altos. El MCC (62) guía la selección de un carril de adelantamiento de longitud óptima. Típicamente los beneficios operacionales resultan por la reducción de pelotones 5 a 15 km aguas abajo, según los volúmenes y oportunidades de adelantamiento. Después de eso se producirán los niveles normales de pelotones, hasta el próximo carril de adelantamiento agregado.

La introducción de una sección de carril de adelantamiento en un camino de dos carriles no implica necesariamente mucho movimiento de suelo adicional. Normalmente la anchura de un carril añadido debe ser la misma que la del camino de dos carriles. También es deseable que la banquina adyacente sea por lo menos de 1.2 m de ancho y, cuando fuere posible, coincidir con el ancho del camino adyacente de dos carriles. Sin embargo, una anchura completa de la banquina no es tan necesaria en una sección de carril de adelantamiento como en un sistema convencional de dos carriles, porque la probabilidad de vehículos detenidos es poca, y porque es difícil adelantar a un vehículo con sólo dos ruedas apoyadas en la banquina. Por lo tanto, si la anchura de la banquina normal en el camino de dos carriles es de 3 m, todo lo que puede ser necesario es un ensanchamiento de la plataforma de 1.8 a 2.4 m.

Las secciones de cuatro carriles introducidas explícitamente para mejorar las oportunidades de adelantamiento no tienen por qué dividirse porque no hay separación física del tránsito opuesto en las partes de dos carriles del camino. Sin embargo, el uso de una mediana es beneficioso y debe considerarse en los caminos con 500 vph o más, particularmente en los que se conviertan finalmente en una sección transversal de cuatro carriles divididos.

Los abocinamientos de transición en cada extremo de la sección de carril añadido deben diseñarse para favorecer la operación eficiente y reducir los choques. La longitud del abocinamiento de pérdida de carril donde el límite de velocidad o legal sea de 70 km/h o más debe calcularse con la Ecuación 3-37, sobre la base del MUTCD (22). Donde el límite de velocidad sea inferior a 70 km/h, la longitud del abocinamiento de pérdida de carril debe calcularse con la Ecuación 3-38. La longitud recomendada para el abocinamiento de adición de carril entre la mitad a dos tercios de la longitud del abocinamiento de pérdida de carril.

$$L = 0.62 WS \quad (3-37)$$

$$L = \frac{WS^2}{155} \quad (3-38)$$

where:

L = Length of taper, m

W = Width, m

S = Speed, km/h

La señalización vertical y horizontal de un carril añadido se trata parcialmente en el MUTCD (22), donde se indican las marcas adecuadas de línea central, la señalización, y la marcación de las transiciones de pérdida de carril. El MUTCD (22) no trata la señalización anticipada de la adición carril. Antes de cara carril añadido debe colocarse cartel con la leyenda "Carril de adelantamiento 1 km" para que los conductores de los vehículos lentos y de los siguientes se preparen para hacer un uso efectivo del carril agregado. También son deseables otras señales anticipadas 3 a 10 km ya que pueden reducir la frustración e impaciencia de los conductores detrás de un vehículo lento, asegurándoles que pronto tendrán la oportunidad de adelantarse. Además debe instalarse una señal al principio del abocinamiento para alentar a los vehículos más lentos a mantener la derecha.

Las transiciones entre los dos y tres o cuatro carriles deben ubicarse donde el cambio de ancho está a la vista del conductor. Las secciones de caminos de cuatro carriles, particularmente secciones divididas más largas que unos 3 km pueden causar que el conductor pierda el sentido de que el camino es básicamente de dos carriles. Por tanto, es esencial que la transición de una sección de tres o cuatro carriles a la de dos carriles esté debidamente marcada e identificada con marcas en el pavimento y señales para alertar al conductor de la próxima sección del camino de dos carriles. Una señal de antelación a la finalización de la línea de adelantamiento es particularmente importante para informar a los conductores del angostamiento del camino por delante, MUTCD (22).

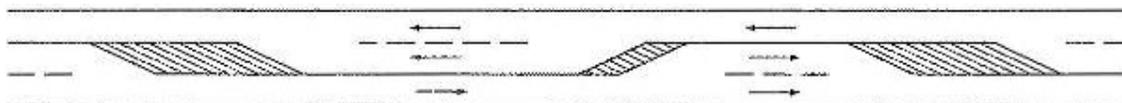
Un carril de adelantamiento deberá ser lo suficientemente largo como para que un vehículo siguiente complete al menos una maniobra de adelantamiento. Los carriles de adelantamiento cortos, con longitudes de 0.4 km o menos, no son muy eficaces en reducir pelotones de tránsito. A medida que la longitud de un carril de adelantamiento aumente por encima de 1.6 km generalmente provee menos beneficios operacionales, y generalmente es adecuado sólo en caminos de mayor volumen, con caudales de más de 700 vph. La Tabla 3-31 da longitudes óptimas de diseño para carriles de adelantamiento.

Tabla 3-31. Longitudes óptimas de carril de adelantamiento para la eficiencia operacional del tránsito (28, 29)

| One-Way Flow Rate (veh/h) | Passing Lane Length (km) |
|------------------------------|-----------------------------|
| 100–200 | 0.8 |
| 201–400 | 0.8–1.2 |
| 401–700 | 1.2–1.6 |
| 701–1200 | 1.6–3.2 |

Calzadas 2+1

El concepto de calzada 2+1 mejora la eficiencia operativa y reduce los accidentes en determinados caminos de dos carriles (49). La Figura 3-33 representa esquemáticamente el concepto: sección continua de tres carriles con rayado tal como para proveer carriles de adelantamiento en sentidos alternos a lo largo de la sección. Este concepto puede ser una opción atractiva a dos o cuatro carriles en algunos caminos con altos volúmenes de tránsito, donde continuamente se necesiten carriles de adelantamiento alternativos para obtener el nivel de servicio deseado.

**Figura 3-33. Esquema para calzada 2+1**

La configuración 2+1 puede ser adecuada para caminos con alto volumen de tránsito que puedan ser servido por carriles de adelantamiento aislados, pero no lo suficientemente alto como para justificar un camino de cuatro carriles. La configuración también es potencialmente aplicable donde las restricciones ambientales o fiscales, o ambas, hacen poco práctico un camino de cuatro carriles. **Generalmente un camino 2+1 funcionará por lo menos dos niveles de servicio más altos que uno convencional de dos carriles para el mismo volumen de tránsito;** no debe considerarse donde el caudal actual o futuro supere 1200 vph en un sentido de viaje. En tales casos es más eficiente un camino de cuatro carriles. El concepto puede usarse sobre un amplio rango de composición de tránsito para dar oportunidades de adelantamiento al aumentar el porcentaje de camiones.

Los caminos 2+1 sólo deben utilizarse en topografía plana u ondulada. Normalmente, en terrenos montañosos y en pendientes empinadas aisladas conviene introducir mejoramientos en los carriles de ascenso, Sección 3.4.3.

La ubicación de las intersecciones principales y accesos privados de alto volumen es una consideración clave al seleccionar las ubicaciones en los caminos 2+1. La ubicación adecuada de los carriles de adelantamiento y las secciones de transición con respecto a las intersecciones de mayor volumen reducirá al mínimo el número de movimientos de giro en las secciones de carril de adelantamiento. Las intersecciones principales y los convencionales carriles de giro izquierda deben situarse en la zona de la zona de transición entre carriles de adelantamiento de sentidos opuestos, Figuras 3-34 y 3-35.

Como una alternativa a las calzadas de giro a la izquierda desde el carril de adelantamiento pueden ser adecuadas las técnicas descritas en la Sección 9.9, "Giros izquierda indirectos y giros en U". Las intersecciones de bajo volumen y accesos a propiedad pueden acomodarse en las secciones de carril de adelantamiento.

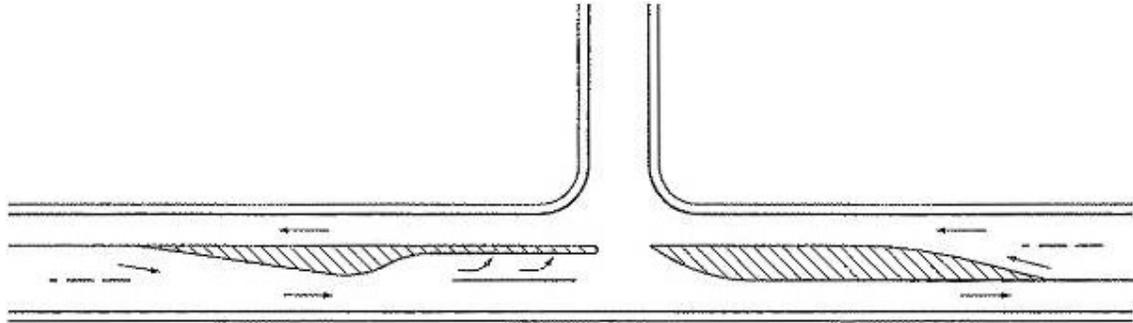


Figura 3-34. Esquema de intersección de tres ramales en una calzada 2+1

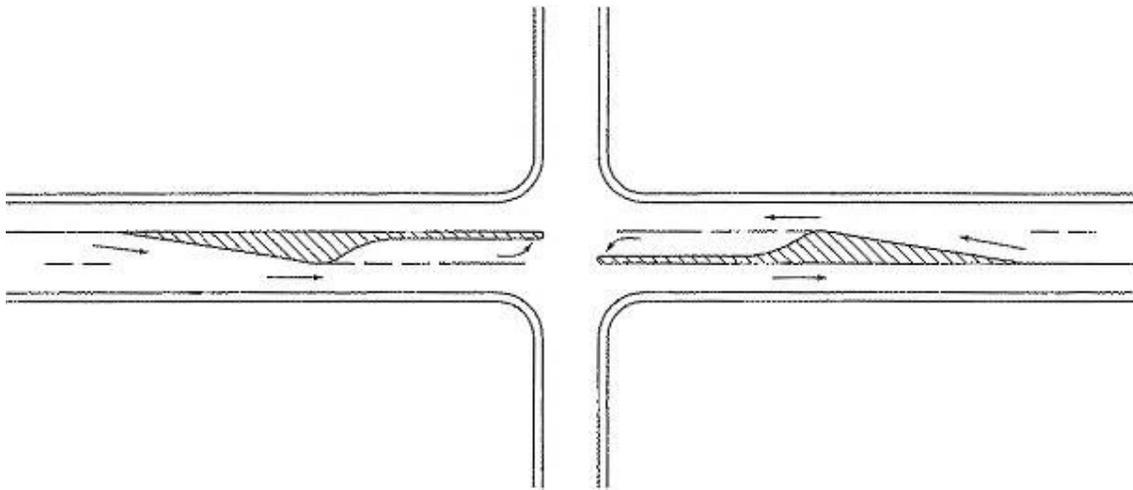


Figura 3-35. Esquema de intersección de cuatro ramales en una calzada 2+1

La distancia visual de detención debe darse de manera continua a lo largo de una calzada 2+1. La distancia visual de decisión debe darse en las intersecciones y pérdidas de carril.

Para fomentar la operación eficiente y reducir los choques deben diseñarse abocinamientos de transición en cada extremo de la sección de carril añadido. La longitud del abocinamiento de *pérdida* de carril donde el límite de velocidad fuere de 70 km/h o más debe calcularse según la Ecuación 3-37, MUTCD (22). Cuando el límite de velocidad fuere menor que 70 km/h, la longitud del abocinamiento de caída de carril debe calcularse con la Ecuación 3-38. La longitud recomendada para el abocinamiento de *adición* de carril es entre la mitad y dos tercios la longitud del abocinamiento de pérdida de carril. Las figuras 3-36 y 3-37 son esquemas de caída carril adyacente y abocinamientos de adición en una calzada 2+1.

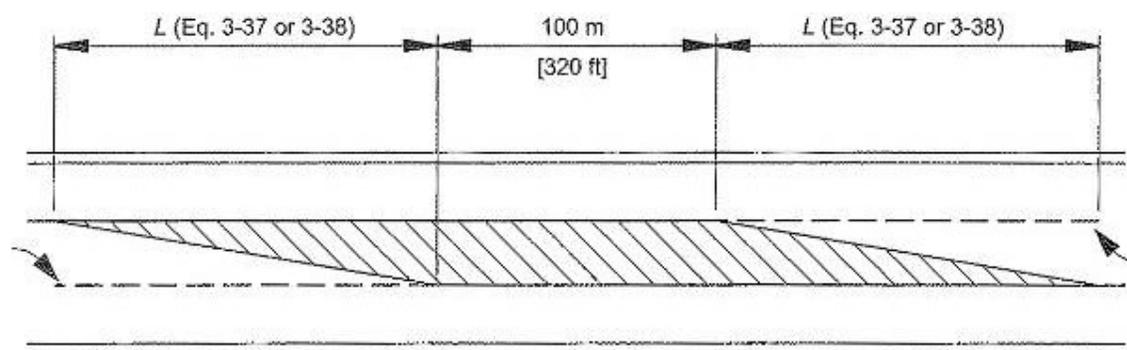


Figura 3-36. Esquema para Adyacentes Abocinamientos de pérdida de carril en calzada 2+1

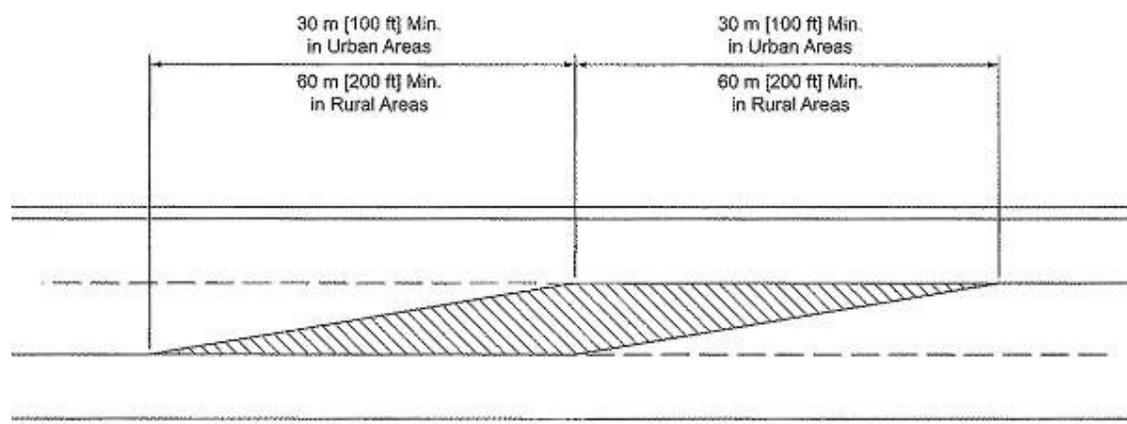


Figura 3-37. Esquema de abocinamientos para adición de carril en una calzada 2+1

Los anchos de carril y banquina deben ser comparables a los determinados para los volúmenes y velocidades para caminos de dos carriles para específicas clases funcionales, Capítulos 5 a 7.

Donde caminos existentes de dos carriles con bombeo normal se conviertan en 2+1, la ubicación y transición del bombeo es quizás uno de los problemas de diseño más complicados. Una variedad de prácticas se refieren a la ubicación del bombeo. Cuando un camino existente de dos carriles es repintado como 2+1, o ampliado para convertirse en 2+1 puede permitirse colocar el bombeo en la calzada. Un camino existente también puede ampliarse de un solo lado, con el resultado de que la corona se encuentra en una línea de carril. No hay ninguna indicación de cualquier diferencia en los choques entre la colocar la corona en el límite de un carril, o en el carril. Para diseños nuevos de caminos 2+1 el bombeo debe colocarse en un límite de carril.

Las curvas horizontales deben peraltarse según la Sección 3.3; debe manejarse como en un camino comparable de dos o cuatro carriles.

Aunque la separación de los carriles de tránsito opuestos puede no ser necesaria en todos los caminos 2+1, es deseable una al ras de 1.2 m.

Apartaderos

Un apartadero es una banquina ensanchada que permita a los vehículos lentos salir del carril directo para dar oportunidades de adelantamiento a los vehículos siguientes (28, 29). Se espera que el conductor de un vehículo lento, si hay vehículos detrás, salga del carril directo y permanezca en el apartadero sólo el tiempo necesario para que los siguientes vehículos pasen antes de volver al carril directo. Cuando sólo hay uno o dos vehículos siguientes, esta maniobra se puede realizar sin necesidad de que el vehículo en el apartadero se detenga. Sin embargo, cuando se excede este número, el conductor puede necesitar detenerse para que pasen todos los vehículos siguientes. Los apartaderos se usan frecuentemente en caminos de volúmenes bajos donde los pelotones largos son raros, y en terrenos difíciles con pendientes empinadas donde la construcción de un carril adicional puede no ser rentable. A menudo tales condiciones se encuentran en zonas costeras montañosas, y escénicas donde más del 10% de los volúmenes de vehículos son camiones grandes y vehículos recreativos.

La longitud recomendada de apartaderos incluyendo abocinamiento se muestra en la Tabla 3-32. No se recomiendan apartaderos de menos de 60 m, incluso para velocidades de aproximación muy bajas; ni de más de 185 m en caminos de alta velocidad, para evitar el uso del apartadero como un carril de adelantamiento. Las longitudes recomendadas se basan en la suposición de que los vehículos lentos entran en el apartadero a 8 km/h más lentos que la velocidad media de marcha del tránsito directo. Estas longitudes permiten la entrada del vehículo sin frenar hasta el punto medio, y luego, de ser necesario, frenar hasta una detención, usando una desaceleración no mayor que 3 m/s^2 . Las longitudes recomendadas para apartaderos incluyen los abocinamiento de entrada y salida, cuyas longitudes de entrada y salida varían de 15 a 30 m (28, 29).

Tabla 3-32. Longitudes recomendadas de apartaderos incluyendo abocinamiento

| Approach Speed (km/h) | Minimum Length (m) ^a |
|--------------------------|---------------------------------|
| 30 | 60 |
| 40 | 60 |
| 50 | 65 |
| 60 | 85 |
| 70 | 105 |
| 80 | 135 |
| 90 | 170 |
| 100 | 185 |

^a La longitud máxima debe ser de 185 m para evitar el uso del apartadero como carril de adelantamiento.

El ancho mínimo de apartadero es 3.6 m y deseable de 5 m; no se recomiendan apartaderos de más de 5 m de ancho.

Un apartadero no debe ser situado sobre o adyacente a una curva horizontal o vertical que limite la distancia visual en cualquier sentido. La distancia visual disponible debe ser al menos 300 m sobre la aproximación del apartadero. También se necesita señalización y marcación de pavimento para maximizar el uso de los apartaderos y reducir los choques. Para guiar a los conductores es deseable marcar una línea de borde del apartadero, especialmente si es ancho.

Banquina de conducción

En algunas partes de los EUA, una costumbre establecida de larga data para los vehículos lentos es moverse hacia la banquina cuando otro vehículo se acerca desde atrás, y regresar a la calzada después del paso del otro. Generalmente se practica cuando existen adecuadas banquetas pavimentadas, que funcionan como apartaderos continuos. Esta costumbre se considera una cortesía a los demás conductores, que necesita poca o ninguna reducción de velocidad de cualquiera de los conductores. En tanto algunos organismos viales, sin inversión de capital, pueden tentarse de permitir tal uso como un medio para mejorar las oportunidades de adelantamiento, deben reconocer que en muchos estados el tránsito por las banquetas está prohibido por ley. Por lo tanto, un organismo vial que considere la conducción por la banquina como una ayuda para el adelantamiento puede necesitar proponer la legislación que autorice tal uso, y desarrollar una campaña de educación pública para familiarizar a los conductores con la nueva ley.

Organismos viales deben evaluar el kilometraje de caminos de dos carriles con banquetas pavimentadas y su calidad estructural, antes de decidir si se permite su uso como ayuda para el adelantamiento. Se debe reconocer que donde el uso de la conducción por banquina se vuelva común no será limitado a lugares seleccionados, sino a todo el sistema provisto de banquetas pavimentadas. Otra consideración es la necesidad de anchos de banquina de por lo menos 3 m, y preferiblemente 3.6 m. También hay que considerar el efecto que pueda tener sobre el uso de los ciclistas. Dado que la práctica de la conducción por banquina evolucionó por costumbres locales, no existe ninguna señalización que promueva tal uso.

Secciones de uso de banquina

Otra aproximación para dar oportunidades adicionales de adelantamiento es permitir que los vehículos lentos utilicen las banquetas pavimentadas en sitios seleccionados, designados mediante señalización específica. Esta es una aplicación más limitada del uso de banquina por los vehículos lentos. En general, los conductores se mueven hacia la banquina sólo el tiempo necesario para el adelantamiento de los vehículos que siguen y vuelven al carril directo. Así, la sección de *uso-de-banquina* funciona como un apartadero extendido. Este aproximación permite al organismo vial promover el uso de las banquetas pavimentadas aptas para soportar las cargas de tránsito previstas, y sea necesario dar oportunidades de adelantamientos más frecuentes.

Generalmente la longitud de las secciones uso-de-banquetas varía entre 0.3 y 5 km. Debe permitirse el uso sólo cuando las banquetas son entre 3 y 3.6 m de ancho. Se necesita suficiente resistencia estructural para soportar las cargas previstas, junto con buenas condiciones de la superficie. Debe prestarse especial atención a la condición de la banquina porque es improbable que los conductores la usen si es rugosa, o está rota o cubierta de escombros. Las señales deben erigirse al principio y final de la sección donde se permite el uso de banquina. Sin embargo, como en el MUTCD (22) no hay señalización específica, debe usarse señalización especial.

3.4.5 Ramas de escape de emergencia (*)

General

Donde haya largas bajadas o donde los controles topográficos y otros indiquen una necesidad por tales pendientes es deseable diseñar y construir una rama de escape de emergencia en una ubicación adecuada para desacelerar a los vehículos fuera de control, en particular camiones, y detenerlos fuera de la corriente principal del tránsito.

Generalmente los vehículos fuera de control resultan de una pérdida de la capacidad de frenado del conductor, ya sea por sobrecalentamiento de los frenos o la falta de reducción de marcha en el momento adecuado. Una experiencia considerable con ramas construidas en los caminos existentes dio al diseño y construcción de ramas eficaces que salvan vidas y reducen daños a la propiedad. Los informes y evaluaciones de las ramas existentes indican que dan valores aceptables de desaceleración, y permiten un buen control del vehículo en la rama (68).

Las fuerzas que actúan sobre cada vehículo para afectar la velocidad del vehículo incluyen motor, frenos, y fuerzas de resistencia a la tracción. Las fuerzas resistentes de motor y frenado pueden ignorarse en el diseño de las ramas de escape porque la rama debe ser diseñada para el peor de los casos, en el que el vehículo está en punto muerto y el sistema de freno falló. La fuerza de resistencia de tracción comprende cuatro subclases: inercial, aerodinámica, rodaje, y pendiente. Las fuerzas inerciales y de pendiente negativa actúan para mantener el movimiento del movimiento del vehículo, mientras que las fuerzas de rodaje, pendiente positiva y resistencia del aire retardan el movimiento. La figura 3-38 ilustra la acción de las fuerzas de resistencia diferentes sobre un vehículo.

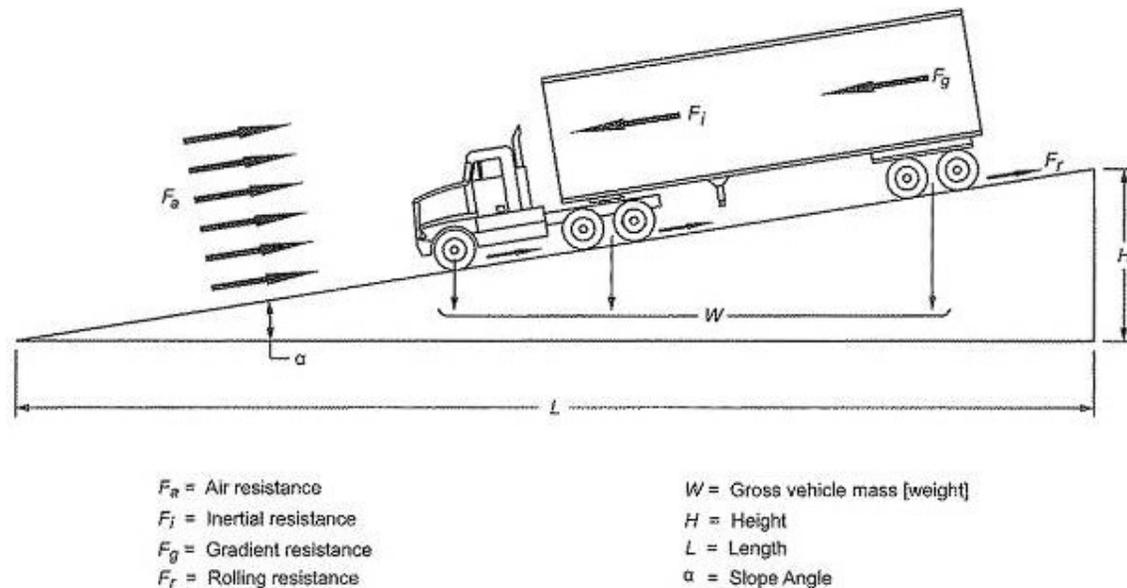


Figura 3-38. Fuerzas que actúan sobre un vehículo en movimiento

La resistencia inercial puede describirse como una fuerza que resiste el movimiento de un vehículo en reposo o mantiene un vehículo en movimiento, a menos que el vehículo sea accionado por una fuerza externa. La resistencia inercial debe ser superada para incrementar o disminuir la velocidad de un vehículo. Se dispone de las fuerzas de rodaje y pendiente positiva para superar la resistencia inercial. La resistencia al rodaje o rodadura es un término general utilizado para describir la resistencia al movimiento en la zona de contacto de los neumáticos de un vehículo y la superficie de la calzada, y sólo es aplicable cuando un vehículo está en movimiento. Está influida por las características del tipo de desplazamiento y el material de revestimiento de la calzada. Cada material de revestimiento tiene un coeficiente, expresado en kg/1000kg de peso bruto del vehículo (GVM), el cual determina la cantidad de resistencia a la rodadura de un vehículo. Los valores mostrados en la Tabla 3-33 para resistencia al rodaje proceden de diversas fuentes en todo el país y son la mejor estimación disponible.

La resistencia a la pendiente resulta de la gravedad, y se expresa como la fuerza necesaria para mover el vehículo a través de una distancia vertical dada. Para que la resistencia de pendiente dé una fuerza beneficiosa sobre una rama de escape, el vehículo debe estar en movimiento de subida, en contra de la gravedad. En el caso en que el vehículo baja, la resistencia de pendiente es negativa, lo que reduce las fuerzas disponibles para desacelerar y detener el vehículo. La cantidad de resistencia de pendiente está influida por el peso total del vehículo y la magnitud de la pendiente. Para cada 1% de pendiente, la resistencia pendiente es 10 kg/1000 kg, si la pendiente es positiva o negativa.

El componente restante de resistencia tractiva es la resistencia aerodinámica, que resulta del efecto retardador el aire en la superficie del vehículo. **El aire provoca una resistencia significativa a velocidades superiores a 80 km/h, pero es insignificante a menos de 30 km/h.** Al determinar la longitud del lecho de detención se desprecia la resistencia aerodinámica, lo que da un pequeño margen adicional de seguridad.

Tabla 3-33. Resistencia a la rodadura de los materiales de superficie Caminos

| Surfacing Material | Rolling Resistance (kg/1 000 kg GVM) | Equivalent Grade (%) ^a |
|--------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| Portland cement concrete | 10 | 1.0 |
| Asphalt concrete | 12 | 1.2 |
| Gravel, compacted | 15 | 1.5 |
| Earth, sandy, loose | 37 | 3.7 |
| Crushed aggregate, loose | 50 | 5.0 |
| Gravel, loose | 100 | 10.0 |
| Sand | 150 | 15.0 |
| Pea gravel | 250 | |

^a Resistencia a la rodadura expresada como pendiente equivalente.

Necesidad y ubicación de ramas de escape de emergencia

Cada pendiente tiene sus propias características únicas; alineamiento, pendiente, longitud, y velocidad de descenso contribuyen al potencial de vehículos fuera de control. Para los caminos existentes, a menudo se informan problemas operativos y de seguridad en las bajadas empinadas. Una revisión de campo de una pendiente específica puede revelar barandas dañadas, superficies de pavimento arrancadas, o derrames de aceite, lo cual revela dónde los camioneros tuvieron dificultades en maniobrar las bajadas. En los caminos existentes donde se haya establecido una necesidad debería instalarse una rama de escape. Para determinar la necesidad de una rama de escape de camiones con frecuencia se recurre a la experiencia de choques en caminos existentes o similares a los caminos en proyecto y a las operaciones del camión en bajadas, combinados con los criterios de ingeniería. A menudo, el impacto potencial de un camión fuera de control sobre las actividades adyacentes o centros poblados darán razón suficiente para construir una rama de escape.

Deben evitarse las ramas de escape innecesarias. Por ejemplo, una segunda rama de escape no se necesita un poco más allá de la curva que haya creado la necesidad de la rama inicial.

Si bien no existen pautas universales disponibles para caminos nuevos y existentes deben considerarse varios factores al seleccionar el lugar específico para una rama de escape. Cada ubicación presenta un conjunto diferente de necesidades de diseño; los factores que deben considerarse incluyen topografía, longitud y porcentaje de la pendiente, velocidad potencial, impactos económicos y ambientales, y experiencia de accidentes en el lugar o similares. Las ramas deben ubicarse para interceptar el mayor número de vehículos fuera de control, tal como al fondo de la bajada y en puntos intermedios a lo largo de una pendiente donde un vehículo fuera de control podría provocar un choque catastrófico.

Además del análisis de los accidentes en situaciones similares, una técnica disponible para caminos nuevos y existentes para analizar las operaciones en una pendiente es el *Sistema de Clasificación de Gravedad de Pendientes* (19), el cual utiliza una temperatura límite de freno predeterminado (260° C) para establecer una velocidad de descenso segura para la pendiente. También se puede utilizar para determinar esperadas temperaturas de frenado a intervalos de 0.8 km a lo largo de la bajada. La ubicación donde la temperatura exceda el límite de freno indica el punto en que pueden ocurrir fallas de frenos que conduzcan a potenciales salidas.

En general las ramas de escape pueden construirse en cualquier lugar práctico de un camino donde el alineamiento sea recto. Deben construirse antes de las curvas horizontales que no puedan ser negociadas con seguridad por un camión fuera de control sin volcar, ni inmediatamente antes de zonas pobladas. Las ramas de escape deben salir a la derecha del camino. En los caminos multicarriles divididos, donde una salida por la izquierda pareciera ser la única ubicación práctica, pueden esperarse dificultades por el rechazo de los vehículos en el carril de la izquierda para ceder el paso a los vehículos de fuera-de-control que intentan cambiar de carril.

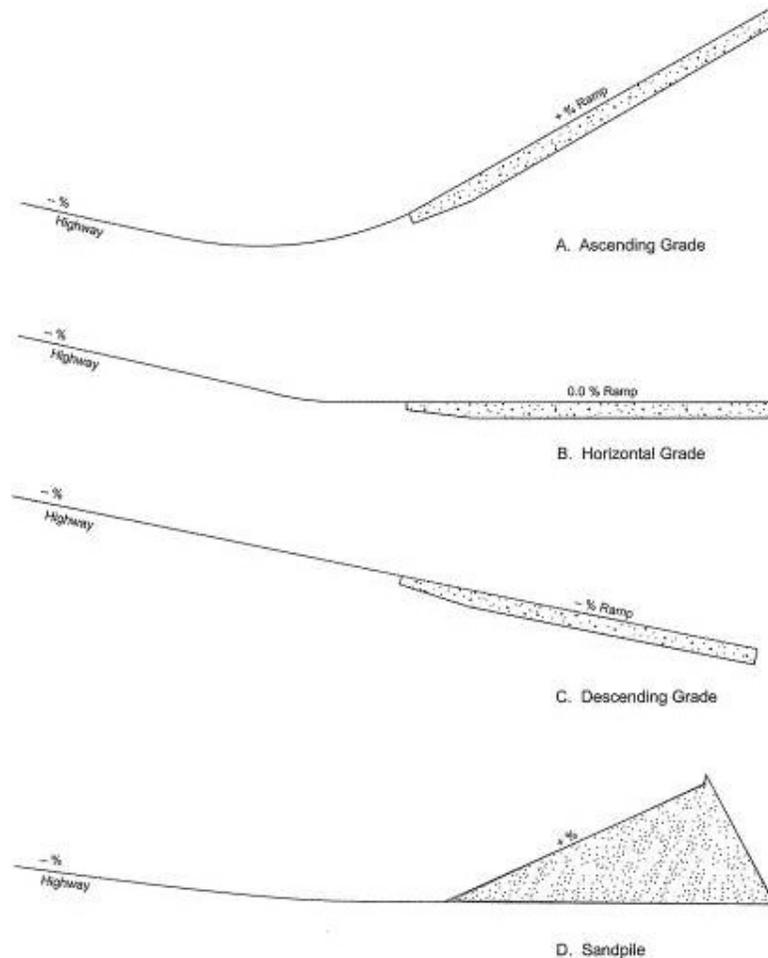
A pesar de que los accidentes que involucran camiones fuera de control puede ocurrir en varios lugares a lo largo de una pendiente, los lugares con accidentes múltiples deben analizarse en detalle. El análisis de los datos de choques pertinentes a un sitio candidato para ubicar una rama de escape debe incluir la evaluación de la sección del camino inmediatamente cuesta arriba, incluyendo la cantidad de curvatura, la distancia recorrida y el radio de curva adyacente.

Una parte integral de la evaluación debe ser determinar la velocidad máxima que un vehículo fuera de control podría alcanzar en el lugar propuesto. **Esta mayor velocidad obtenible se puede utilizar como la velocidad mínima de diseño para la rama.** Para el diseño se recomienda una velocidad de entrada de 130 a 140 km/h como representativa de una condición extrema, que por lo tanto no se debe utilizar como base para la selección de las ubicaciones de las ramas de escape. Aunque las variables implicadas hacen poco práctico establecer un orden de velocidad máxima de camión para ubicar las ramas de escape, es evidente que las velocidades esperadas deben estar por debajo del rango utilizado para el diseño. **El principal factor para determinar la necesidad de una rama de escape de emergencia debe ser la seguridad del tránsito en el camino, el conductor del vehículo fuera de control, y los residentes a lo largo y en la parte inferior de la pendiente.** Una rama de escape, o ramas si las condiciones indican la necesidad de más de una, se debe ubicar donde las pendientes sean de una longitud y empinamiento tales que presenten un riesgo sustancial de camiones fuera de control, y donde las condiciones topográficas permitan la construcción.

Tipos de ramas de escape de emergencia

Las ramas de escape de emergencia se clasifican de varias maneras. Tres amplias categorías para clasificar las ramas son *gravedad*, *montón de arena*, y *lecho de detención*. En estas categorías generales predominan cuatro diseños básicos: montón de arena y tres tipos de lechos de detención clasificados por la pendiente: *descendente*, *horizontal* y *ascendente*, Figura 3-39.

La rama de gravedad tiene una superficie pavimentada o agregado grueso densamente compactado; confía principalmente en las fuerzas gravitatorias para frenar y detener la salida desde la calzada. Las fuerzas de resistencia a la rodadura contribuyen poco para ayudar a detener el vehículo. Las ramas de gravedad son generalmente largas y empinadas, y se ven limitadas por los controles topográficos y los costos. Mientras que una rama de gravedad detiene el movimiento hacia adelante, la superficie pavimentada no puede evitar que el vehículo ruede hacia abajo de la pendiente de la rama y colee sin un mecanismo de captura positiva. Por lo tanto, la rama de gravedad es el tipo menos deseable.



Nota: El perfil es a lo largo de la línea de base de la rama.

Figura 3-39. Tipos básicos de ramas de escape de emergencia

Los montones de arena, compuestos de arena suelta y seca vertida en el lugar de la rama, son generalmente de no más de 120 m de longitud. La influencia de la gravedad depende de la pendiente de la superficie. El aumento de la resistencia a la rodadura es dada por la arena suelta. Las características de desaceleración de los montones de arena suelen ser graves y la arena puede ser afectada por el clima. Debido a las características de desaceleración, los montones de arena son menos deseables los lechos de detención. Sin embargo, en lugares donde exista un espacio inadecuado para otro tipo de rama, los montones de arena pueden ser adecuados por sus dimensiones compactas.

Las ramas de escape tipo lecho de detención descendente se construyen paralelas y adyacentes a los carriles directos del camino. Usan agregado suelto en lecho de detención para aumentar la resistencia a la rodadura para detener el vehículo. La resistencia de pendiente actúa en el sentido de movimiento del vehículo; por lo que las ramas de pendiente descendente pueden ser mucho más largas porque el efecto gravitacional no ayuda. La rama debe tener una trayectoria claro y evidente regreso al camino, para que los conductores que dudan de la eficacia de la rama se sientan capaces de volver al camino a una velocidad reducida.

Donde la topografía pueda acomodar, otra opción es un lecho de detención horizontal, cuya resistencia se basa en el aumento de la resistencia a la rodadura del agregado suelto en el lecho de detención para desacelerar y detener el vehículo fuera de control, ya que el efecto de la gravedad es mínimo.

La rama de escape más utilizada es el lecho de detención ascendente, cuya resistencia toma ventaja de la resistencia de pendiente como suplemento de los efectos del agregado en el lecho de detención, y generalmente se reduce la longitud de rama necesaria para detener el vehículo. El material suelto en el lecho de detención aumenta la resistencia a la rodadura, como en los otros tipos de ramas, mientras que la resistencia de pendiente actúa en un sentido de bajada, opuesto al sentido del vehículo. El material suelto del lecho también sirve para mantener el vehículo en su lugar en la rama de pendiente después de haber llegado a una detención segura.

Cada uno de los tipos de rama es aplicable a una situación particular donde se desee una rama de escape de emergencia, compatible con la ubicación establecida y controles topográficos en los sitios posibles. Los procedimientos utilizados para analizar las ramas de escape de camiones son esencialmente iguales para cada una de las categorías o tipos identificados; la diferencia está en el factor de resistencia al rodaje del material de revestimiento usado para determinar la longitud necesaria para desacelerar y detener al camión fuera de control.

Consideraciones de diseño

La combinación de la resistencia externa y de numerosas fuerzas internas no tratadas actúa para limitar la velocidad máxima de un vehículo fuera de control. Rara vez o nunca se alcanzan velocidades superiores a los 130 a 140 km/h. Por lo tanto, una rama de escape debe diseñarse para una velocidad mínima de entrada de 130 km/h, con una velocidad directriz deseable de 140 km/h. Existen varias fórmulas y programas de software para determinar la velocidad de embalamiento en cualquier punto de la pendiente. Estos métodos pueden utilizarse para establecer una velocidad directriz para pendientes específicas y los alineamientos horizontales (19, 38, 68).

El diseño y construcción de ramas de escape eficaces implican una serie de consideraciones:

- Para detener de forma segura un vehículo fuera de control, la longitud de la rama debe ser suficiente como para disipar la energía cinética del vehículo en movimiento.
- El alineamiento de la rama de escape debe ser recto o de curvatura muy abierta para minimizar la dificultad del conductor de controlar el vehículo.
- La anchura de la rama debe ser adecuada para acomodar más de un vehículo, ya que no es raro que dos o más vehículos tengan necesidad de la rama de escape en un corto lapso. Una anchura mínima de 8 m puede ser todo lo práctico en algunas zonas, aunque se prefieren anchos mayores.
- Deseablemente, una anchura de 9 a 12 m acomoda más adecuadamente dos o más vehículos fuera de control. En algunos lugares en los que se determinó que un ancho mayor era excesivamente costoso o no necesario, se usaron con éxito anchos de rama inferiores a los indicados. El ancho de las ramas en uso varían entre 3.6 y 12 m.

- El material de revestimiento utilizado en el lecho de detención debe estar limpio, no fácilmente compactado, y tener un alto coeficiente de resistencia a la rodadura. Cuando se utilice agregado, debe ser redondeado, **sin triturar**, predominantemente de un solo tamaño, y tan libre de material fino como fuere práctico. Dicho material maximizará el porcentaje de huecos, dando así un drenaje óptimo y minimizando la trabazón y la compactación. Es deseable un material con baja resistencia al corte para permitir la penetración de los neumáticos. La durabilidad del agregado debe evaluarse usando un ensayo de aplastamiento adecuado. La gravilla es representativa del material utilizado más frecuentemente, aunque también se utilizan grava suelta y arena. En varios estados se usó con éxito una gradación con tamaño máximo de 40 mm. Un material ajustado a la gradación N° 57 de AASHTO es eficaz si se eliminan los finos.
- Los lechos de detención deben construirse con una profundidad mínima total de 1 m. La contaminación del material puede reducir la eficacia del lecho de detención al crear una capa superficial dura de hasta 30 cm de espesor en la parte inferior del lecho. Por lo tanto se recomienda una profundidad total de hasta 1,1 m. A medida que el vehículo entra en el lecho de detención, las ruedas del vehículo desplazan la superficie, hundiéndose en el material del lecho, lo que aumenta la resistencia a la rodadura. Para ayudar a desacelerar sin problemas, la profundidad del lecho debe variarse desde un mínimo de 8 cm en la entrada hasta la profundidad total de agregado en los 30 a 60 m iniciales del lecho.
- Debe preverse un medio positivo de drenaje del lecho de detención, para ayudar a proteger el lecho de la congelación y evitar la contaminación del material del lecho. Esto se puede obtener dando pendiente a la base, subdrenes, intercepción del agua antes de entrar en el lecho, sistemas de desagüe inferior con salidas transversales, o drenajes de borde. Pueden usarse geotextiles o pavimentación entre la subbase y los materiales del lecho para evitar la infiltración de materiales finos que puedan retener agua. Cuando la contaminación tóxica del combustible diésel o derrame de material fuere un problema, la base del lecho de detención puede pavimentarse con hormigón y tener tanques para retener los contaminantes derramados.
- La entrada a la rama debe diseñarse para que un vehículo a alta velocidad pueda entrar con seguridad. Debe darse tanta distancia visual como fuere práctico antes de entrar con seguridad en la rama. La longitud total de la rama debe ser visible para el conductor. El ángulo de salida de la rama debe ser pequeño, por lo general de 5° o menos. Un carril auxiliar puede ser adecuado para ayudar al conductor a prepararse para entrar en la rama de escape. La superficie del camino principal debería extenderse a un punto en o más allá de la salida para que las ruedas delanteras fuera de control entren en el lecho simultáneamente, lo que también da tiempo de preparación al conductor antes de comenzar la desaceleración real. El lecho debe desplazarse lateralmente a través de los carriles en una cantidad suficiente como para impedir que el material suelto se vuelque sobre los carriles.
- El acceso a la rama debe estar claramente indicado por señales de salida para permitir que el conductor de un vehículo fuera de control tenga tiempo para reaccionar y reducir al mínimo la posibilidad de perder la rama. Se necesitan señales anticipadas para informar a los conductores la existencia de una rama de escape y prepararlos con suficiente antelación al punto de decisión, para que tengan tiempo suficiente de decidir si deben o no utilizar la rama de escape. Deben usarse señales regulatorias cerca de la entrada para desalentar a otros automovilistas de entrar, detenerse, o estacionarse en la rama. La trayectoria de la rama debe delinearse para definir los bordes y dar guía nocturna; para más información consultar el MUTCD (22). Es deseable iluminar la aproximación y la rama.

- La característica que más contribuye a la efectividad de una rama de escape es la que más dificulta el rescate de un vehículo atrapado. Se necesita una vía de servicio situada junto al lecho de detención para remolcar camiones y para que los vehículos de mantenimiento no queden atrapados en el material de lecho. El ancho de esta vía de servicio debe ser de al menos 3 m. Preferiblemente, esta vía de servicio deben estar pavimentada, pero puede estar recubierta de grava. El camino debe diseñarse de tal manera que el conductor de un vehículo fuera de control no confunda la vía de servicio con el lecho de detención.
- Para asegurar una grúa de auxilio al retirar un vehículo del lecho de detención se necesitan anclas junto al lecho, a intervalos de 50 a 100 m. Un ancla debe estar ubicada a 30 m antes del lecho para ayudar a la grúa a socorrer a un vehículo capturado.

Al subir una cuesta, un vehículo pierde impulso y eventualmente se detendrá por efecto de la gravedad. Para determinar la distancia necesaria para detener un vehículo con el examen de la resistencia a la rodadura y la resistencia de pendiente puede usarse la siguiente ecuación simplificada (61):

$$L = \frac{V^2}{254(R - G)}$$

(3-39)

where:

- L = length of arrester bed, m
 V = entering velocity, km/h
 R = rolling resistance, expressed as equivalent percent gradient divided by 100 (see Table 3-33)
 G = percent grade divided by 100

Ejemplo. Las condiciones topográficas en un sitio seleccionado para una rama de escape de emergencia limitan la pendiente a 10% ($G = 0.10$). El lecho de detención se va a construir con grava suelta para entrar a una velocidad de 140 km/h. Usando la Tabla 3-33 resulta $R = 0.1$. La longitud del lecho de detención debe determinarse usando la Ecuación 3-39. Para este ejemplo, la longitud del lecho de detención es de aproximadamente 400 m.

Cuando un lecho de detención se construye utilizando más de una pendiente a lo largo de su longitud, Figura 3-40, la pérdida de velocidad en cada pendiente se determina con la ecuación siguiente:

$$V_f^2 = V_i^2 - 254L(R \pm G)$$

where:

V_f = speed at end of grade, km/h

V_i = entering speed at beginning of grade, km/h

L = length of grade, m

R = rolling resistance, expressed as equivalent percent gradient divided by 100 (see Table 3-33)

G = percent grade divided by 100

(3-40)

La velocidad final de una sección de rama se resta de la velocidad de entrada para determinar una nueva velocidad de entrada en la siguiente sección de la rama y el cálculo repetido a cada cambio de pendiente en la rama hasta que la longitud suficiente se da para reducir la velocidad del vehículo fuera de control a cero.

La Figura 3-40 muestra una planta y perfil de una rama de escape de emergencia con accesorios típicos.

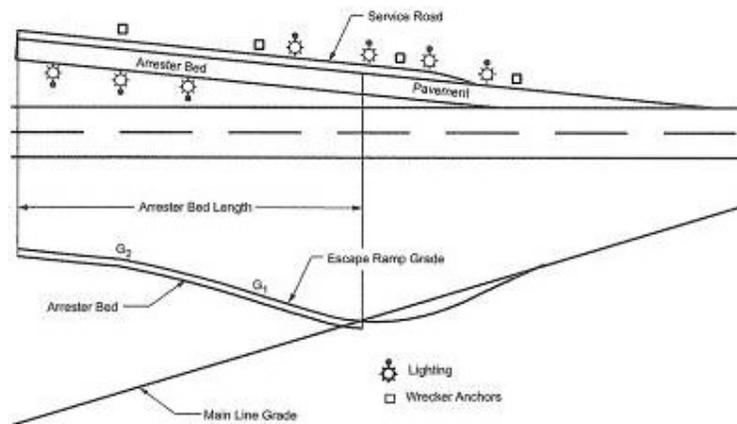


Figura 3-40. Rama de escape de emergencia típica

Donde la única ubicación práctica para una rama de escape no dará suficiente longitud y pendiente de detener por completo un vehículo fuera de control, deben suplementarse con un adecuado dispositivo de atenuación.

Donde una rama de longitud completa debe proveerse con capacidad plena de desaceleración para la velocidad directriz debe considerarse un dispositivo de "última oportunidad" cuando las consecuencias de dejar el extremo de la rama sean graves.

Cualquier tratamiento de final-de-rama debe diseñarse con cuidado para que sus ventajas superen las desventajas. El riesgo para otras personas como resultado de un camión fuera de control que rebasa el final de una rama de escape puede ser más importante que el daño al conductor o carga del camión. La desaceleración brusca de un camión fuera de control puede causar desplazamiento de la carga, corte de la quinta rueda, o coleo, todos sucesos potencialmente dañinos para el conductor y la carga.

Como la “última oportunidad” del dispositivo, en varias ocasiones se usaron montones de material de lecho entre 0.6 y 1.5 m de altura con taludes 1V: 1.5 H. Por lo menos una rama de escape se construyó con una serie de amortiguadores de choque instalados para evitar que un vehículo fuera de control se saliera peligrosamente del final de la rama. Además, en el extremo de una rama de gravedad de superficie dura, una capa de grava o una matriz suficientemente atenuador puede inmovilizar a un vehículo fuera de control, sin freno para evitar que ruede hacia atrás y colee. Donde se utilicen barriles, deben llenarse con el mismo material que el utilizado en el lecho de detención, para que cualquier material más fino no dé lugar a la contaminación del lecho y a la reducción de la resistencia a la rodadura esperada.

Zonas de prueba de frenos

Los apartaderos en la cumbre de una subida pueden utilizarse como estaciones de verificación de frenos, o zonas de parada obligatoria para dar al conductor oportunidad para inspeccionar el equipamiento del vehículo y comprobar la temperatura de los frenos al comienzo del descenso. Además, mediante señalización esquemática o folletos puede informarse acerca de la pendiente por delante y la ubicación de las ramas de escape. Para estas zonas no es necesario un diseño elaborado. Un área para probar los frenos puede ser un carril pavimentado detrás y separado de la banquina, o una banquina ensanchada donde pueda detenerse un camión. Debe usarse señalización adecuada para desalentar paradas ocasionales del público.

Mantenimiento

Después de cada uso, el agregado de los lechos de detención debe reconfigurarse con equipo mecánico, y escarificarlo en la medida de lo posible. Dado que el agregado tiende a compactarse con el tiempo, el material de lecho debe limpiarse de contaminantes y escarificarse periódicamente para conservar las características retardadoras del material de lecho, y mantener el drenaje libre. El uso de equipo potente para trabajar en el lecho de detención reduce el tiempo de exposición de los trabajadores de mantenimiento a la posibilidad de que un camión fuera de control tenga que utilizar la instalación. Mantenimiento de los accesorios debe realizarse según fuere adecuado.

(*) NdT: Conceptualmente igual a las versiones anteriores de los Libros Verdes

3.4.6 Curvas verticales

Consideraciones generales

Las curvas verticales para efectuar cambios graduales entre pendientes rectas pueden ser una cualquiera de las convexas y cóncavas de la Figura 3-41. Las curvas verticales deben ser simples en su aplicación y deben dar lugar a un diseño que permita al conductor ver el camino por delante, mejorar el control del vehículo, ser agradables en apariencia, y adecuadas para el drenaje.

El control de diseño principal de las curvas verticales convexas es la provisión de amplias distancias visuales para la velocidad directriz; **aunque la investigación (17) mostró que las curvas verticales con limitada distancia visual no necesariamente experimentan choques frecuentes,** (*) se recomienda que todas las curvas verticales se diseñen para dar al menos las distancias visuales de detención mostradas en la Tabla 3-1. Siempre que fuere práctico deben usarse distancias visuales más largas que la de detención. Además, en los puntos de decisión debe darse distancia visual adicional.

(*) **NdI:** Himno a la contradicción introducido desde la 4ª Edición 2001 del Libro Verde. Gratuita, subliminal, deletérea y ambigua desvalorización de la Distancia Visual como pilar básico de la Ingeniería de Seguridad Vial. No se especifica hasta dónde la limitación de la visibilidad sería inocua. Los autores de la referencia (17) son Fambro, D. B., K. Fitzpatrick, y R. J. Koppa.

Para comodidad del conductor, el cambio de pendiente debe mantenerse en límites tolerables. Esta consideración es más importante en las curvas cóncavas, donde el peso y la fuerza centrífuga actúan en el mismo sentido. También debe considerarse la apariencia; una curva larga tiene un aspecto más agradable que una corta; las curvas cortas puede dar la apariencia de una rotura repentina en el perfil debido al efecto de escorzo.

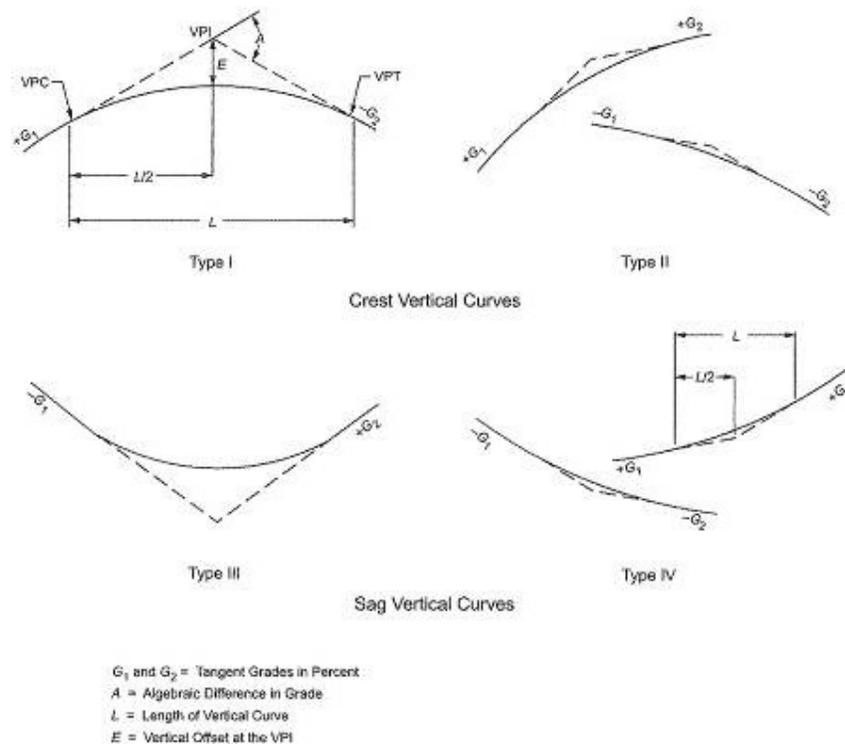


Figura 3-41. Tipos de curvas verticales

El drenaje de caminos con cordones en las curvas cóncavas (Tipo III, Figura 3-41) necesita un diseño cuidadoso de la rasante para mantener una pendiente no menor que 0.5% o, en algunos casos 0.30% de los bordes exteriores de la calzada. Aunque no deseable, las pendientes más suaves pueden ser adecuadas en algunas situaciones.

Para diseñar la rasante se usan arcos de curvas parabólicas cuadráticas de eje vertical, cuya propiedad más práctica es que los puntos extremos equidistan de la vertical trazada por el punto de intersección vertical (PIV). Los desplazamientos verticales desde la tangente varían con el cuadrado de la distancia horizontal desde el final de la curva (punto de tangencia). El valor del cambio de pendiente en puntos sucesivos de una curva es constante para incrementos constantes de la distancia horizontal, y es igual a la diferencia algebraica de pendientes extremas, dividida por la longitud de la curva proyectada sobre la horizontal, o A/L en %/m. El valor recíproco es $K = L/A$ (m/%), valor de la distancia horizontal en metros necesaria para un cambio de pendiente de 1%; es decir, una medida de la curvatura y del 'tamaño' de la curva. K es útil para determinar la distancia horizontal desde el punto de curvatura vertical (PCV) en el punto más alto de las curvas de tipo I o el punto más bajo de las curvas de tipo III, punto de pendiente cero, situado a una distancia a K veces la pendiente de aproximación. El valor K también para determinar las longitudes mínimas de curvas verticales para velocidades directrices diferentes. Otros detalles sobre curvas verticales parabólicas se encuentran en los manuales de ingeniería vial.

En ciertas situaciones, debido a gálibos verticales críticos u otros controles, puede ser adecuado el uso de curvas asimétricas. Debido a que las condiciones en las que tales curvas son adecuadas son poco frecuentes, la derivación y el uso de las ecuaciones relevantes no se incluyen en la presente memoria. Ver manuales de ingeniería vial.

Curvas verticales convexas

En general, las longitudes mínimas de las curvas verticales convexas según el criterio de distancia visual son satisfactorias desde el punto de vista de la seguridad, comodidad y apariencia. Una excepción puede ser en zonas de decisión, como nesgas de ramas de salida, donde deben darse distancias visuales más largas y, por lo tanto, de ser necesarias, curvas verticales convexas más largas, Sección 3.2.3.

La Figura 3-42 ilustra los parámetros usados para determinar la longitud de una curva convexa para cualquier valor especificado de la distancia visual. Las ecuaciones básicas para la longitud de una curva vertical convexa en función de la diferencia algebraica de pendientes y distancia visual son:

(3-41) When S is less than L ,

$$L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

(3-42) When S is greater than L ,

$$L = 2S - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$$

where:

L = length of vertical curve, m

A = algebraic difference in grades, percent

S = sight distance, m

h_1 = height of eye above roadway surface, m

h_2 = height of object above roadway surface, m

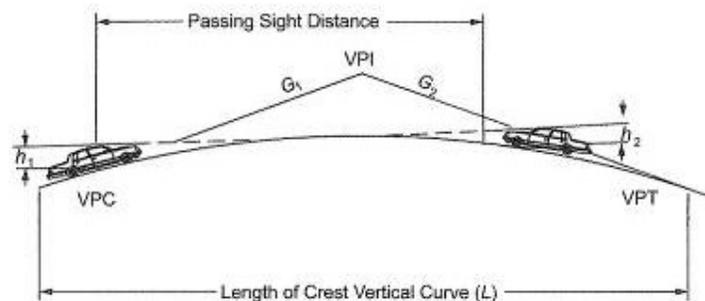
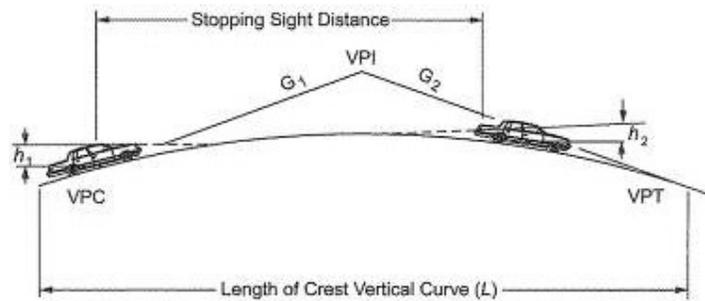


Figura 3-42. Parámetros considerados para determinar la longitud de una curva vertical convexa para dar distancia visual

Para distancia visual de detención se usan alturas de ojos y objeto de 1.08 y 0.6 m. Las ecuaciones se convierten en:

When S is less than L ,

$$L = \frac{AS^2}{658}$$

(3-43)

When S is greater than L ,

$$L = 2S - \frac{658}{A}$$

(3-44)

Controles de diseño: distancia visual de detención - Las longitudes mínimas de las curvas convexas para diferentes valores de A y distancias visuales de detención mínimas para cada velocidad directriz se muestran en la Figura 3-43. Las líneas continuas dan las longitudes mínimas de curvas verticales, sobre la base de valores redondeados de K , como se determina de las ecuaciones 3-43 y 3-44.

La curva de trazos cortos en la parte inferior izquierda, cruzando estas líneas, indica donde $S = L$. Note que a la derecha de la línea $S = L$, el valor de K , o longitud de curva vertical por 1% de cambio en A , es una simple y práctica expresión de control de diseño. Para cada velocidad directriz, este único valor K es un número entero positivo indicativo de la curvatura vertical. El control de diseño en términos de K cubre todas las combinaciones de A y L para cualquier velocidad directriz; así, A y L no necesitan indicarse por separado en una tabulación de valores de diseño. La selección de curvas de diseño se ve facilitada porque la longitud mínima de la curva en metros es igual a K veces la diferencia algebraica de las pendientes en porcentaje, $L = KA$. A la inversa, el control de los planos se simplifica mediante la comparación de todas las curvas con el valor K de diseño.

Tabla 3-34 muestra los valores de K calculados para longitudes de curvas verticales correspondientes a las distancias visuales de detención previstos en la Tabla 3-1 para cada velocidad directriz. Para el uso directo en el diseño, todos los valores se redondean como se muestra en la columna de la derecha. Los valores redondeados de K se representan como líneas continuas en la Figura 3-43; son valores apenas más altos que los calculados.

Donde $S > L$ (izquierda inferior en la Figura 3-43), el trazo de los valores calculados es una curva (como la línea de trazos de 70 km/h) que gira a la izquierda, y para valores pequeños de A las longitudes de las curvas son cero ya que la línea visual pasa por encima del punto más alto. Esta relación no representa la práctica de diseño deseado. La mayoría de los estados utilizan una longitud mínima de la curva vertical, expresada como un valor único, un rango de velocidades directrices diferentes, o una función de A . Los valores de L en uso varían alrededor de 30 a 100 m. Para reconocer la diferencia en la velocidad directriz y aproximar el rango de la práctica actual, las longitudes mínimas de curvas verticales se expresan mediante una expresión empírica, aproximadamente igual a 0.6 veces la velocidad directriz en km/h, $L_{\text{mín}} = 0.6 V$, donde V es en km/h y L en metros. Estos ajustes terminales se muestran como líneas verticales en la parte inferior izquierda de la Figura 3-43.

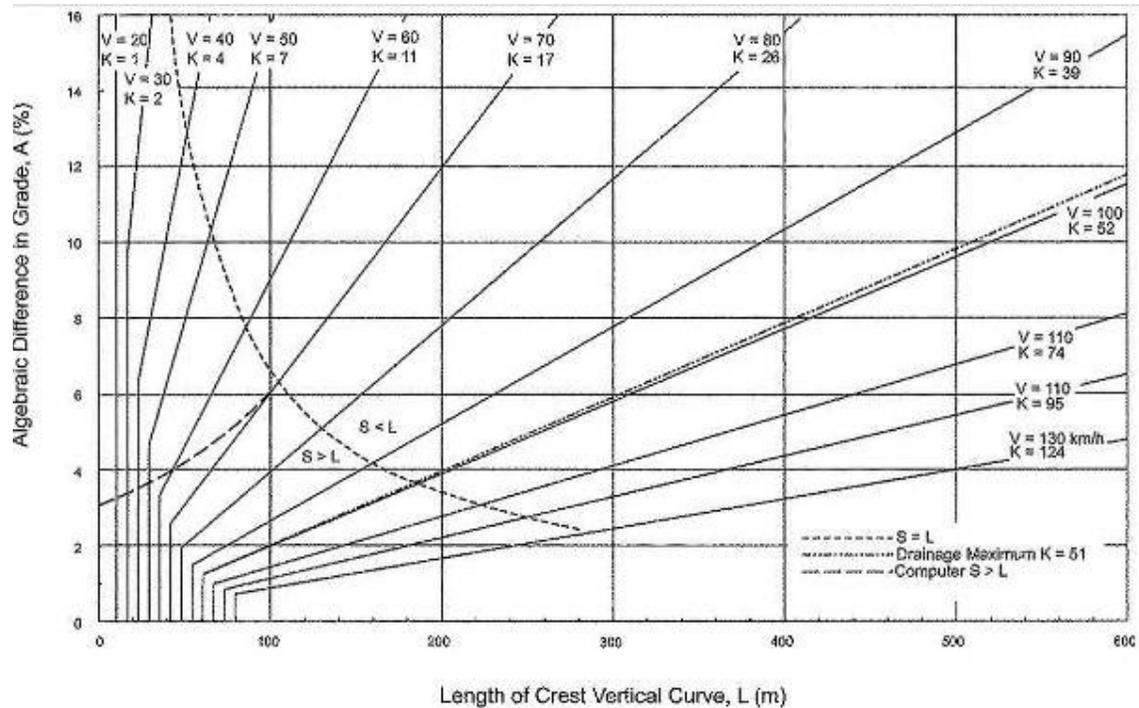


Figura 3-43. Controles de diseño para curvas verticales convexas - Condiciones de abierto

Tabla 3-34. Controles de diseño para curvas verticales convexas basados en la distancia visual de detención

| Design Speed (km/h) | Stopping Sight Distance (m) | Rate of Vertical Curvature, K^a | |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------|
| | | Calculated | Design |
| 20 | 20 | 0.6 | 1 |
| 30 | 35 | 1.9 | 2 |
| 40 | 50 | 3.8 | 4 |
| 50 | 65 | 6.4 | 7 |
| 60 | 85 | 11.0 | 11 |
| 70 | 105 | 16.8 | 17 |
| 80 | 130 | 25.7 | 26 |
| 90 | 160 | 38.9 | 39 |
| 100 | 185 | 52.0 | 52 |
| 110 | 220 | 73.6 | 74 |
| 120 | 250 | 95.0 | 95 |
| 130 | 285 | 123.4 | 124 |

^a Tasa de curvatura vertical, K ; longitud de la curva en m por cada 1% de diferencia algebraica entre las pendientes que se intersecan; $K = L/A$.

Los valores de K deducidos para $S > L$ también pueden utilizarse sin error significativo para $S > L$. Como se muestra en la **Figura 3-43**, la extensión de las líneas diagonales hasta encontrarse con las líneas verticales de longitudes mínimas de curvas verticales **resulta en diferencias apreciables de la teórica sólo donde A es pequeño y ningún costo adicional significa obtener curvas verticales más largas.**

Para la conducción nocturna en caminos sin iluminación, la longitud de calzada visible es la directamente iluminada por los faros del vehículo. En ciertos casos, los valores mínimos de distancia visual de detención usados para diseñar superan la longitud visible de la calzada. Primero, los faros de los vehículos tienen limitaciones de la distancia sobre la cual se pueden proyectar los niveles de intensidad de luz necesarios para la visibilidad. Cuando los faros operan en luces bajas, el reducido poder de iluminación de la fuente más el ángulo de proyección hacia abajo restringen significativamente la longitud de superficie visible de la calzada. Así, en particular para condiciones de alta velocidad, los valores de distancia visual de detención exceden las distancias de visibilidad dadas por los rayos de luz baja, independientemente de si la rasante del camino es plana o curvada verticalmente. Segundo, para las curvas verticales convexas, la zona adelante del punto de tangencia de la luz de los faros con la superficie del camino está oscura, y sólo recibe iluminación indirectamente.

Dado que la altura de montaje de los faros (alrededor de 0.6 m) es menor que la altura de los ojos del conductor utilizada para el diseño (1.08 m), la distancia visual de un objeto iluminado se controla por la altura de los faros de los vehículos en lugar de por la línea de visión directa como es el caso en operación diurna normal. Cualquier objeto en la zona de sombra debe ser lo suficientemente alto como para extenderse en la luz del faro para ser iluminado directamente. Sobre la base de la Ecuación 3-41, la parte inferior de la luz del faro delantero está alrededor de 0.4 m por encima de la calzada a una distancia adelante del vehículo igual a la distancia visual de detención. Aunque el sistema de faros del vehículo limita la longitud de visibilidad de la calzada, hay un cierto efecto mitigador en los otros vehículos, cuya altura de luz trasera típicamente varía desde 0.45 hasta 0.6 m, y otros objetos reciben luz directa de los faros en los valores de la distancia visual de detención usados para diseñar. Además, los conductores son conscientes de que la visibilidad por la noche es menor que durante el día, independientemente del camino y las características de diseño de la calle, y por lo tanto pueden ser más atentos y alertas.

Hay un punto plano en la cresta de una curva vertical convexa de Tipo I (Figura 3-41), pero no se experimenta ninguna dificultad con el drenaje en los caminos con cordones si la curva es lo suficientemente cerrada como para que unos 15 m de la cima se alcance una pendiente mínima de 0.3%. Esto corresponde a $K = 51$ m/%, representado en la Figura 3-42 como máximo drenaje. Todas las combinaciones anteriores o a la izquierda de esta línea satisfacen el criterio de drenaje. Las combinaciones abajo y a la derecha de esta línea implican curvas verticales más abiertas. Debe prestarse especial atención a estos casos para dar un drenaje adecuado al pavimento cerca del punto más alto de la cima de las curvas verticales convexas. No se pretende que $K = 51$ m/% se considere un máximo de diseño, sino simplemente un valor más allá del cual el drenaje debe diseñarse con más cuidado.

Controles de diseño: distancia visual de adelantamiento (*) – Los valores de diseño de las curvas verticales convexas para distancia visual de adelantamiento difieren de las de detención por la diferente distancia visual y altura de objeto. Se aplican las Ecuaciones generales 3-41 y 3-42. Usando altura de ojos 1.08 m resultan las fórmulas siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{When } S \text{ is less than } L, \\ L = \frac{AS^2}{864} \end{array} \quad (3-45)$$

$$\begin{array}{l} \text{When } S \text{ is greater than } L, \\ L = 2S - \frac{864}{A} \end{array} \quad (3-46)$$

NdT: Según el Artículo 42 a) de la Ley 24449, en la Argentina están prohibidos los adelantamientos en la cima de la vía, cualquiera que sea la distancia visual disponible.

Para las distancias visuales de adelantamiento mínimas de la Tabla 3-4, las longitudes mínimas de las curvas de curvas verticales convexas son sustancialmente más largas que las de distancias visuales de detención. La magnitud de la diferencia es evidente por los valores de K , o longitud de curva vertical en m por 1% de cambio de A , para las distancias visuales de adelantamiento de la Tabla 3-35.

Tabla 3-35. Controles de diseño para curvas verticales convexas basados en la distancia visual de adelantamiento

| Design Speed (km/h) | Passing Sight Distance (m) | Rate of Vertical Curvature, K^a Design |
|---------------------|----------------------------|--|
| 30 | 120 | 17 |
| 40 | 140 | 23 |
| 50 | 160 | 30 |
| 60 | 180 | 38 |
| 70 | 210 | 51 |
| 80 | 245 | 69 |
| 90 | 280 | 91 |
| 100 | 320 | 119 |
| 110 | 355 | 146 |
| 120 | 395 | 181 |
| 130 | 440 | 224 |

^a Tasa de curvatura vertical, K ; la longitud de la curva en m por cada 1% de diferencia algebraica entre las pendientes que se intersecan; $K = L/A$.

Generalmente no es práctico diseñar curvas verticales convexas que den distancia visual de adelantamiento debido al costo elevado de los cortes implicados, y la dificultad de ajustar al terreno las resultantes largas curvas verticales, en particular en caminos de alta velocidad.

La distancia visual de adelantamiento en las curvas verticales convexas puede ser práctica en caminos con combinaciones inusuales de velocidades directrices bajas y pendientes suaves, o velocidades directrices mayores con diferencias algebraicas de pendientes muy pequeñas. Ordinariamente, la distancia visual de adelantamiento se da donde las combinaciones de alineamiento y rasante no necesitan significativo movimiento de suelos. La Tabla 3-35 muestra los valores calculados de K para determinar las longitudes de las curvas verticales para distancias visuales de adelantamiento mostradas en la Tabla 3-4.

Curvas verticales cóncavas

Para establecer longitudes de las curvas verticales cóncavas se reconocen al menos cuatro criterios diferentes: (1) distancia visual de faros, (2) comodidad del pasajero, (3) control de drenaje, y (4) apariencia general.

Algunos organismos viales utilizan directamente la distancia visual de faros, y para la mayor parte es la base para determinar la longitud de las curvas verticales cóncavas recomendadas aquí. Cuando un vehículo atraviesa por la noche una curva cóncava, la parte de camino iluminado continuamente depende de la posición de los faros y el sentido del haz de luz. Comúnmente se supone altura de faros de 0.60 m y una divergencia 1° arriba del haz de luz desde el eje longitudinal del vehículo. La propagación hacia arriba del haz de luz por encima de 1° da una cierta longitud adicional visible del camino, pero generalmente no se considera en el diseño. Las siguientes ecuaciones muestran las relaciones entre S , L , y A , usando S como la distancia entre el vehículo y el punto donde el ángulo de 1° arriba del haz de luz interseca la superficie de la calzada:

When S is less than L , (3-47)

$$L = \frac{AS^2}{200[0.6 + S(\tan 1^\circ)]}$$

or, (3-48)

$$L = \frac{AS^2}{120 + 3.5S} \quad (3-49)$$

When S is greater than L , (3-50)

$$L = 2S - \frac{200[0.6 + S(\tan 1^\circ)]}{A}$$

or,

$$L = 2S - \frac{120 + 3.5S}{A}$$

where:

L = length of sag vertical curve, m

A = algebraic difference in grades, percent

S = light beam distance, m

Para que los conductores vean el camino por delante, una curva cóncava debe ser lo suficientemente larga para que la distancia del haz de luz sea aproximadamente igual que la distancia visual de detención. En consecuencia, es adecuado utilizar las distancias visuales de detención para diferentes velocidades directrices como el valor de S en las ecuaciones anteriores. Las longitudes resultantes de las curvas verticales cóncavas para las distancias visuales recomendados de detención para cada velocidad directriz se muestran en la Figura 3-44 con líneas sólidas usando valores redondeados de K como se hizo para las curvas verticales convexas.

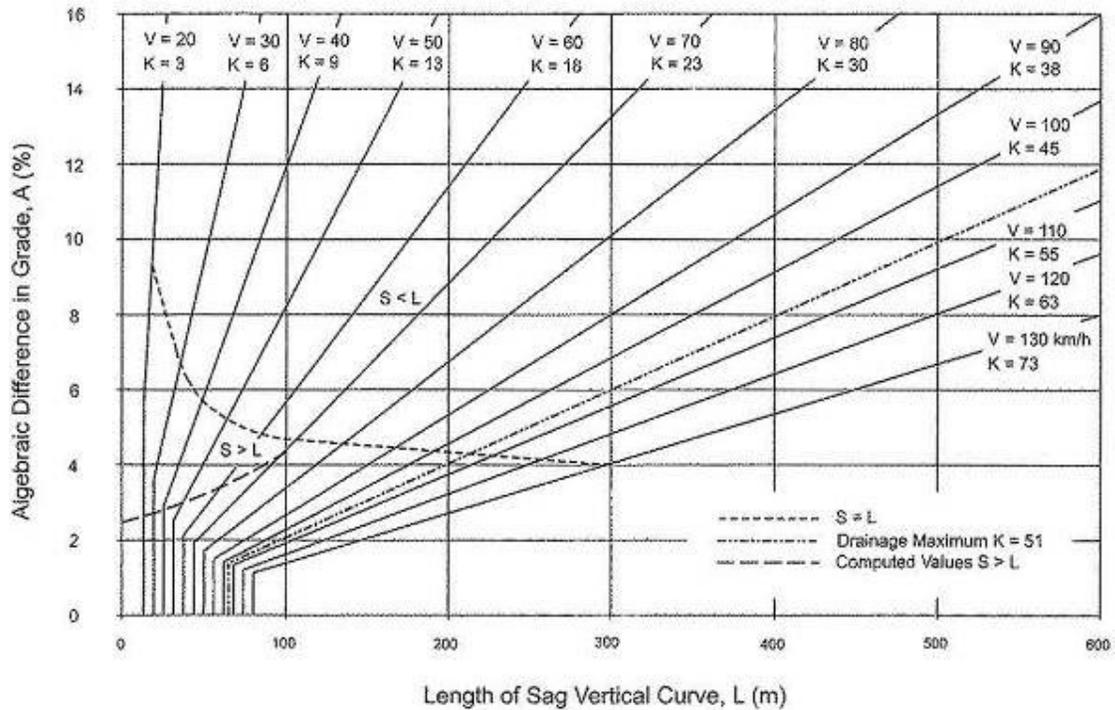


Figura 3-44. Controles de diseño para curvas verticales cóncavas - Condiciones de camino abierto

El efecto sobre la comodidad de los pasajeros del cambio en el sentido vertical es mayor en las curvas cóncavas que las convexas por la suma del peso y la fuerza centrífuga. La comodidad debida al cambio vertical en el sentido vertical no se mide fácilmente, ya que se ve afectada apreciablemente por la suspensión de la carrocería del vehículo, el peso corporal del vehículo, la flexibilidad del neumático, y otros factores. Intentos limitados en tales mediciones llegaron a la conclusión general de que el andar es cómodo en las curvas cóncavas cuando la aceleración centrífuga no sea mayor que 0.3 m/s². La expresión general de este criterio es:

$$L = \frac{AV^2}{395} \tag{3-51}$$

where:

- L = length of sag vertical curve, m
- A = algebraic difference in grades, percent
- V = design speed, km/h

La longitud de la curva vertical necesaria para satisfacer este factor de comodidad a las diversas velocidades directrices es de sólo 50% de la necesaria para satisfacer el criterio de la distancia visual faro, del rango normal de condiciones de diseño.

Donde se utilicen cordones, el drenaje afecta el diseño de las curvas verticales de tipo III (Figura 3-42). Un criterio aproximado para combar curvas cóncavas es el mismo que para las curvas convexas (pendiente mínima de 0.3% a 15 m del punto de cota mínima). Este criterio corresponde a $K = 51 \text{ m/\% cambio\%}$ que se representa en la figura 3-44 como el máximo drenaje. El criterio de drenaje difiere de otros criterios en que la longitud de la curva cóncava se determina según un *máximo*, mientras que la longitud de cualquier otro criterio es un *mínimo*. La longitud máxima del criterio de drenaje es mayor que la longitud mínima de los otros criterios hasta 100 km/h.

Para mejorar la apariencia de hundimiento de las curvas cóncavas, las guías anteriores utilizaron una regla de *dígitos oscilantes* de longitud mínima $L = 30^a$ ($K = 30 \text{ m/\%}$). Esta aproximación es un control generalizado para valores pequeños o intermedios de A . En comparación con la distancia visual de faros, corresponde a una velocidad directriz de unos 80 km/h. En caminos de alto tipo, las curvas más largas son más adecuadas para mejorar la apariencia.

De lo anterior resulta que los controles de diseño para las curvas verticales cóncavas difieren de los de las convexas y son necesarios valores de diseño independientes. La distancia visual faros parece ser el criterio más lógico para el uso general, y los valores determinados para las distancias visuales de detención están en los límites reconocidos en la práctica actual. Se recomienda usar este criterio para establecer los valores de diseño para un rango de longitudes de curvas verticales cóncavas. Como en el caso de las curvas verticales convexas, es conveniente expresar el control de diseño en términos de K para todos los valores de A . Esto implica alguna desviación de los valores calculados de K para valores pequeños de A , pero las diferencias no son significativas. La Tabla 3-36 muestra el rango de valores calculados y los valores redondeados de K seleccionados como controles de diseño. Las longitudes de las curvas cóncavas sobre la base de los valores de diseño de K se muestran con las líneas continuas de la Figura 3-44. Estas longitudes son valores mínimos basados en la velocidad directriz; siempre que fuere práctico son deseables curvas más largas, pero especial atención debe prestarse al drenaje donde en los caminos con cordones se usen valores $K > 51 \text{ m/\%}$.

En las curvas verticales cóncavas para pendientes planas también se reconocen longitudes mínimas. Los valores determinados para las condiciones de la convexa parecen ser aptos para la cóncava. Las longitudes mostradas como líneas verticales en la Figura 3-44 son iguales a 0.6 veces la velocidad en km/h. **En este caso el control es la subjetiva apariencia, por lo cual en lugar de 0.6 puede optarse por un valor mayor, hasta del orden de 1. (*)**

Las curvas verticales cóncavas más cortas que las longitudes calculadas a partir de la Tabla 3-36 pueden justificarse por razones económicas en caso de una estructura existente, no apta para su reemplazo. En ciertos casos, las ramas también pueden diseñarse con curvas cóncavas más cortas. En muchos casos es deseable la iluminación de fuente fija.

Tabla 3-36. Controles de diseño para curvas verticales cóncavas

| Design Speed (km/h) | Stopping Sight Distance (m) | Rate of Vertical Curvature, K^a | |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------|
| | | Calculated | Design |
| 20 | 20 | 2.1 | 3 |
| 30 | 35 | 5.1 | 6 |
| 40 | 50 | 8.5 | 9 |
| 50 | 65 | 12.2 | 13 |
| 60 | 85 | 17.3 | 18 |
| 70 | 105 | 22.6 | 23 |
| 80 | 130 | 29.4 | 30 |
| 90 | 160 | 37.6 | 38 |
| 100 | 185 | 44.6 | 45 |
| 110 | 220 | 54.4 | 55 |
| 120 | 250 | 62.8 | 63 |
| 130 | 285 | 72.7 | 73 |

^a Tasa de curvatura vertical K ; longitud de la curva dividida la diferencia algebraica de pendientes, A ; $K = L/A$ (m/%)

Distancia visual en cruces bajo nivel

Distancia visual en el camino a través de una separación de niveles debe ser por lo menos tan larga como la distancia visual mínimo de detención, y preferiblemente mayor. El diseño del alineamiento vertical es el mismo que en cualquier otro punto del camino, excepto en algunos casos de curvas verticales cóncavas en pasos bajo nivel de una estructura, Figura 3-45. Aunque no es una preocupación frecuente, la estructura puede cortar la línea visual y limitar la distancia visual a menos de lo que de otra forma es alcanzable. En general, es práctico dar la longitud mínima de curva vertical cóncava en las estructuras de separación de niveles, y aun donde las pendientes recomendadas se excedan, no debería ser necesario reducir la distancia visual por debajo de los valores mínimos recomendados para la distancia visual de detención. **Por el contrario, para alargar la visibilidad algunos proyectistas calculan longitudes de curva para gálibos verticales C algo menores que los mínimos reglamentarios.** (*)

Para algunas condiciones, el proyectista puede desear comprobar la distancia visual disponible por un cruce bajo nivel, como en un cruce bajo nivel de dos carriles sin ramas en las que sería deseable disponer de distancia visual de adelantamiento. Estos controles se realizan mejor gráficamente en el perfil, pero se pueden realizar a través de cálculos.

(*) NdT.

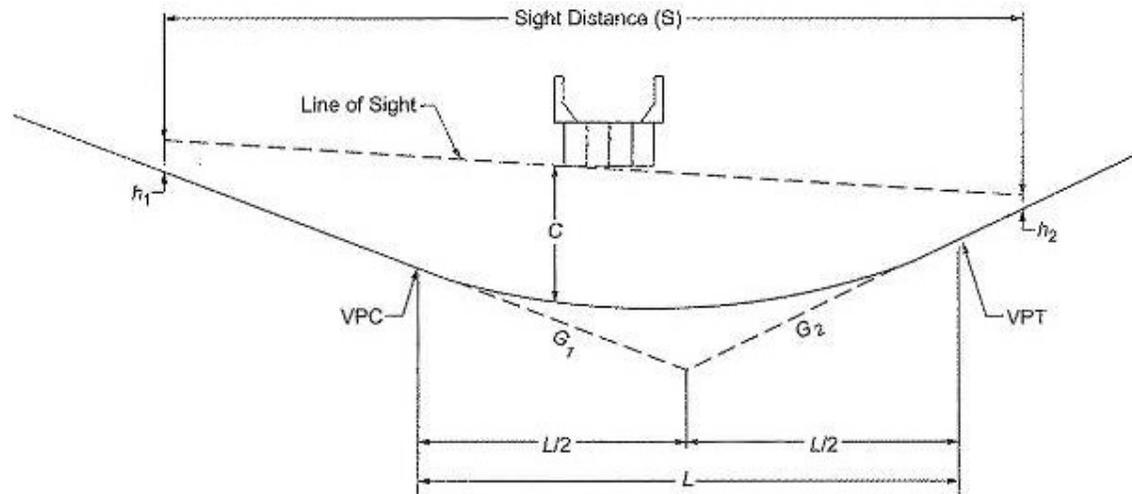


Figura 3-45. Distancia visual en cruces bajo nivel

Las ecuaciones generales para la longitud de la curva vertical cóncava en cruces bajo nivel son:

Caso 1 - Distancia visual mayor que la longitud de la curva vertical ($S > L$):

(3-52)

$$L = 2S - \frac{800 \left[C - \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \right]}{A}$$

where:

- L = length of vertical curve, m
- S = sight distance, m
- C = vertical clearance, m
- h_1 = height of eye, m
- h_2 = height of object, m
- A = algebraic difference in grades, percent

Caso 2 – Distancia visual *menor* que la longitud de la curva vertical ($S < L$):

$$L = \frac{AS^2}{800 \left[C - \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \right]} \quad (3-53)$$

where:

- L = length of vertical curve, m
- A = algebraic difference in grades, percent
- S = sight distance, m
- C = vertical clearance, m
- h_1 = height of eye, m
- h_2 = height of object, m

Con una altura de 2.4 m ojo de un camionero y una altura de 0.6 m objeto de las luces traseras de un vehículo, las siguientes ecuaciones pueden deducirse:

Caso 1 - Visual distancia mayor que la longitud de la curva vertical ($S > L$):

$$L = 2S - \frac{800(C - 1.5)}{A} \quad (3-54)$$

Caso 2 - Visual distancia menor que la longitud de la curva vertical ($S < L$):

$$L = \frac{AS^2}{800(C - 1.5)} \quad (3-55)$$

Controles generales para el alineamiento vertical

Además de los controles específicos para el alineamiento vertical, hay varios controles generales que deben considerarse en el diseño.

- Debe diseñarse una rasante suave con cambios graduales, en consonancia con el tipo de camino o calle y el carácter del terreno, en lugar de una línea con numerosas interrupciones y longitudes cortas de pendientes. Los criterios específicos de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica de pendiente, pero la manera en la que se aplican y ajustan al terreno en una línea continua determinan la idoneidad y apariencia del producto acabado.

- Deben evitarse las rasantes tipo *montaña rusa* o *zambullida oculta*. Generalmente tales perfiles ocurren en alineamientos relativamente directos, donde la rasante sigue estrechamente el perfil del terreno natural. Ejemplos de tales perfiles no deseados son evidentes en muchos caminos y calles antiguas, estéticamente desagradables y difíciles de manejar. Las zambullidas ocultas pueden crear dificultades para los conductores que deseen adelantarse, porque el conductor que se adelanta puede ser engañado si la vista del camino o la calle más allá de la zambullida está o no libre de tránsito opuesto. Incluso con las zambullidas poco profundas, este tipo de rasante puede ser desconcertante, ya que el conductor no puede estar seguro de si hay o no un vehículo oculto que se aproxima más allá de la subida. Este tipo de perfil se evita mediante el uso de curvas horizontales o pendientes más graduales.
- Las líneas de pendiente onduladas, con sustanciales longitudes de pendientes de impulso deben ser evaluarse por su efecto sobre las operaciones de tránsito. En general estos perfiles permiten a los camiones pesados operar a velocidades más altas que cuando una subida no es precedida por una bajada, pero pueden animar a velocidades excesivas de los camiones, con probables conflictos con el resto del tránsito.
- Generalmente se debe evitar la rasante *espalda-quebrada* (dos curvas verticales del mismo sentido separadas por una sección corta de pendiente recta); en particular donde la vista se hunde, la vista completa de ambas curvas verticales no es agradable. Este efecto es particularmente notable en los caminos divididos con las secciones abiertas de mediana.
- En pendientes largas, puede ser preferible colocar las pendientes más empinadas en la parte inferior y aplanar las pendientes cerca de la parte superior de la subida o romper la pendiente sostenida con cortos intervalos de pendiente más suave en lugar de dar una pendiente uniforme sostenida, sólo ligeramente por debajo del máximo recomendado. Esto es particularmente aplicable a caminos y calles con velocidades directrices bajas.
- Cuando las intersecciones a nivel ocurren en secciones de camino con cuestas moderadas a empinadas, es deseable reducir el la pendiente a través de la intersección. Tales cambios de perfil son beneficiosos para los vehículos que giran, y sirven para reducir las posibilidades de choques.
- Curvas verticales cóncavas debe evitarse en los cortes, a menos que pueda proveerse un drenaje adecuado.

(* NdT: Conceptualmente igual a las versiones anteriores de los Libros Verdes

3.5 COMBINACIONES DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL (*)

3.5.1 Consideraciones generales

Los alineamientos horizontal y vertical son elementos permanentes de diseño para los que se justifica un estudio minucioso. Es extremadamente difícil y costoso corregir deficiencias de alineamiento después de construido un camino. En las autopistas hay numerosos controles, tales como las estructuras de varios niveles y la costosa zona de camino. En la mayoría de las calles arteriales se lleva a cabo un fuerte desarrollo a lo largo de las líneas de propiedad, lo que imposibilita cambiar el alineamiento en el futuro. Por lo tanto, los compromisos en los diseños de alineamientos deben sopesarse cuidadosamente, ya que **cualquier ahorro inicial puede ser más que compensado por la pérdida económica para el público en forma de accidentes y demoras.**

Los alineamientos horizontal y vertical no deben diseñarse en forma independiente. Se complementan entre sí, y mal diseñados pueden echar a perder las combinaciones de los puntos buenos, y agravar las deficiencias de cada uno. El alineamiento horizontal y la rasante se encuentran entre los más importantes los elementos permanentes del diseño vial. La excelencia del diseño aislado y conjunto mejora el control del vehículo, alienta una velocidad uniforme, y mejora la apariencia, casi siempre sin costo adicional (1, 10, 15, 41, 54, 55, 63, 64).

3.5.2 Controles generales de diseño (*)

Es difícil hablar de las combinaciones de los alineamientos horizontal y vertical sin referirse a la cuestión más amplia de la ubicación del camino (trazado). Estos sujetos están relacionados entre sí y lo que se dice acerca de uno es generalmente aplicable al otro. En esta discusión se supone que se estableció la ubicación general de un camino (trazado), y que la tarea restante es armonizar el diseño específico de las líneas verticales y horizontales de tal manera que el camino acabado resulte económico, agradable, y seguro, todo lo cual será difícil o imposible de obtener si durante el trazado no se tuvieron en cuenta las íntimas relaciones entre los alineamientos horizontal y vertical. Las limitaciones físicas o influencias que actúan individualmente o en combinación para determinar el alineamiento son: el carácter de camino sobre la base del tránsito, topografía y condiciones del subsuelo; desarrollo cultural existente; posibles desarrollos futuros, y la ubicación de los terminales del camino. En el trazado se considera la determinación de la velocidad directriz, la cual sirve para mantener a todos los elementos de diseño en equilibrio. La velocidad directriz determina los valores límite para muchos elementos tales como curvatura y distancia visual, e influye en muchos otros elementos como anchos, separaciones, y pendiente máxima.

Las combinaciones adecuadas del alineamiento horizontal y la rasante se obtienen mediante estudios de ingeniería y la consideración de las guías generales siguientes:

- La curvatura y pendientes deben estar en equilibrio adecuado. El alineamiento horizontal rectilíneo, o de curvas muy amplias, a costa de pendientes pronunciadas o largas por un lado, o curvatura horizontal excesiva suaves pendientes por el otro, ambos representan malos diseños. Un diseño lógico, que dé la mejor combinación de seguridad, capacidad, facilidad y uniformidad de operación uniforme, y aspecto agradable en los límites prácticos del terreno y área atravesada, es un compromiso entre estos dos extremos.
- La curvatura vertical superpuesta adecuadamente a la curvatura horizontal, o viceversa, generalmente resulta en un camino agradable, pero estas combinaciones deben analizarse para determinar su efecto sobre el tránsito. Los sucesivos cambios en una rasante no coordinados con la curvatura horizontal pueden dar lugar a la indeseable condición de una serie de obstáculos visuales para el conductor.
- Una fuerte curvatura horizontal no debería introducirse en o cerca de la cima de una pronunciada curva vertical convexa. Esta condición es indeseable debido a que el conductor no pueda percibir el cambio en el alineamiento horizontal, especialmente de noche. Las desventajas de esta disposición se evitan si la curvatura horizontal precede a la curvatura vertical (es decir, la curva horizontal más larga que la curva vertical). Los diseños adecuados también se pueden desarrollar mediante el uso de valores de diseño muy por encima de los valores mínimos adecuados para la velocidad directriz.

- Algo relacionado con la guía anterior, la curvatura horizontal fuerte no debe introducirse en la parte inferior de una fuerte bajada que se acerca al punto más bajo de una curva vertical cóncava pronunciada. Debido al escorzo de la vista del camino, **cualquier curvatura horizontal que no sea una curva muy abierta asume una apariencia distorsionada indeseable**. Además, las velocidades del vehículo, en particular para camiones, son a menudo elevados en la parte inferior de las pendientes, y pueden resultar operaciones erráticas y choques, especialmente durante la noche.
- En los caminos de dos carriles, la necesidad de secciones de adelantamiento a intervalos frecuentes sustituye a las guías generales para coordinar los alineamientos horizontal y vertical. En tales casos, es adecuado trabajar hacia largas secciones rectas, para asegurar suficiente distancia visual de adelantamiento.
- En las intersecciones, las curvaturas horizontal y vertical deben ser tan abiertas como fuere práctico para obtener adecuadas distancias visuales a lo largo de cualquiera de los ramales para desacelerar, detenerse, o tomar decisiones con seguridad.
- **En los caminos divididos, la variación de la anchura de la mediana y el uso de rasantes y alineamientos horizontales independientes de cada calzada son a veces deseables; cuando el tránsito justifica la provisión de cuatro carriles, generalmente el resultado de estas prácticas es un diseño superior sin costo adicional.**
- En las zonas residenciales, el alineamiento debe diseñarse para minimizar molestias a la vecindad. Por lo general, un camino en trinchera es menos visible y ruidoso. A veces, con pequeños ajustes horizontales se puede aumentar la zona de amortiguamiento del ruido entre el camino y los hogares.
- El alineamiento debe diseñarse para mejorar la atracción de las vistas panorámicas del entorno natural y artificial, tales como ríos, formaciones rocosas, parques y estructuras relevantes. El camino deben dirigirse hacia, y no fuera de, las vistas bellas, y sobre los puntos de interés en una cota más baja, y debe elevarse hacia la característica mejor vista desde abajo, o en silueta contra el cielo.

3.5.3 Coordinación de alineamientos

La coordinación de los alineamientos horizontal y vertical no debe librarse al azar; debe comenzar con el diseño preliminar, en el que se pueden hacer fácilmente ajustes oportunos. Aunque para todos los caminos no se puede afirmar un orden específico de estudio, un procedimiento general aplicable a la mayoría se describe a continuación.

El proyectista debe utilizar dibujos de trabajo de tamaño, escala, y disposición tales para que pueda estudiar largas y continuas secciones del camino en proyecto, en planta, perfil, secciones transversales, y visualizar el todo en tres dimensiones. Los croquis y dibujos de trabajo debe ser de pequeña escala, y el proyectista debería esbozar la rasante tentativa conjuntamente con la planta. Para ayudar en esta visualización hay disponibles programas para las computadoras personales que permiten a los proyectistas ver en tres dimensiones los alineamientos verticales y horizontales propuestos.

Después de un estudio preliminar de los alineamientos horizontal y vertical, los ajustes en cualquiera de los dos, o ambos, pueden hacerse en conjunto para obtener la coordinación deseada. En esta etapa, el proyectista no debe preocuparse por los cálculos de líneas que no sean conocidos controles principales. El estudio debe hacerse en gran parte sobre la base de un análisis gráfico o un programa de PC. El proyectista debe mantener en su mente los criterios y elementos de diseño cubiertos en este capítulo y en el anterior. Para la velocidad directriz seleccionada, los valores de control de la curvatura, pendiente, distancia visual, y longitud del desarrollo del peralte deben obtenerse y comprobarse gráficamente o con una PC o sistema CADD.

La velocidad directriz puede tener que examinarse a lo largo de algunas secciones, para ajustarla a posibles variaciones de las velocidades de operación. Esta necesidad puede resultar en cambios notables de las características del alineamiento, necesarios para acomodarlo a singularidades inusuales del terreno, o controles de la zona de camino. Además, deben considerarse los controles generales de diseño enumerados por separado para los alineamientos horizontal, vertical, y su combinación. Deben considerarse todos los aspectos del terreno, operaciones de tránsito, y apariencia; y las líneas horizontales y verticales deben ajustarse y coordinarse antes de los costosos cálculos que requieren tiempo, e iniciar la preparación de los planos de construcción en escala grande.

Generalmente, desde el punto de vista de la apariencia, los alineamientos horizontal y vertical se pueden coordinar visualmente en los dibujos preliminares, o con la ayuda de programas de PC desarrollados para este propósito. En general, tales métodos resultan en un producto satisfactorio cuando los aplica un proyectista experimentado. Esta forma de análisis puede complementarse con modelos, bocetos o imágenes proyectadas por una PC en lugares donde la aparición de ciertas combinaciones de línea y grosor es poco clara. En los caminos con cordones cuneta deben analizarse los efectos de la transición del peralte sobre los perfiles de las líneas de desagüe. Esto puede ser particularmente importante donde las pendientes sean muy planas, y puedan resultar depresiones locales. A veces, pequeños cambios en la rasante en relación con las curvas horizontales pueden eliminar este problema.

Obviamente, los procedimientos descritos deben modificarse al diseñar los típicos caminos locales o calles, cuyos alineamientos se rigen por el desarrollo existente o probable futuro a lo largo de ellos. Las intersecciones y la ubicación de las calzadas son controles dominantes. No se deben pasar por alto las características más generales deseables descritas anteriormente. Incluso para el diseño de calles, es deseable trabajar un largo u fluyente alineamiento y secciones de perfil en lugar de una serie conectada de secciones bloque-a-bloque. Algunos ejemplos de buenas y malas prácticas se ilustran en la Figura 3-46.

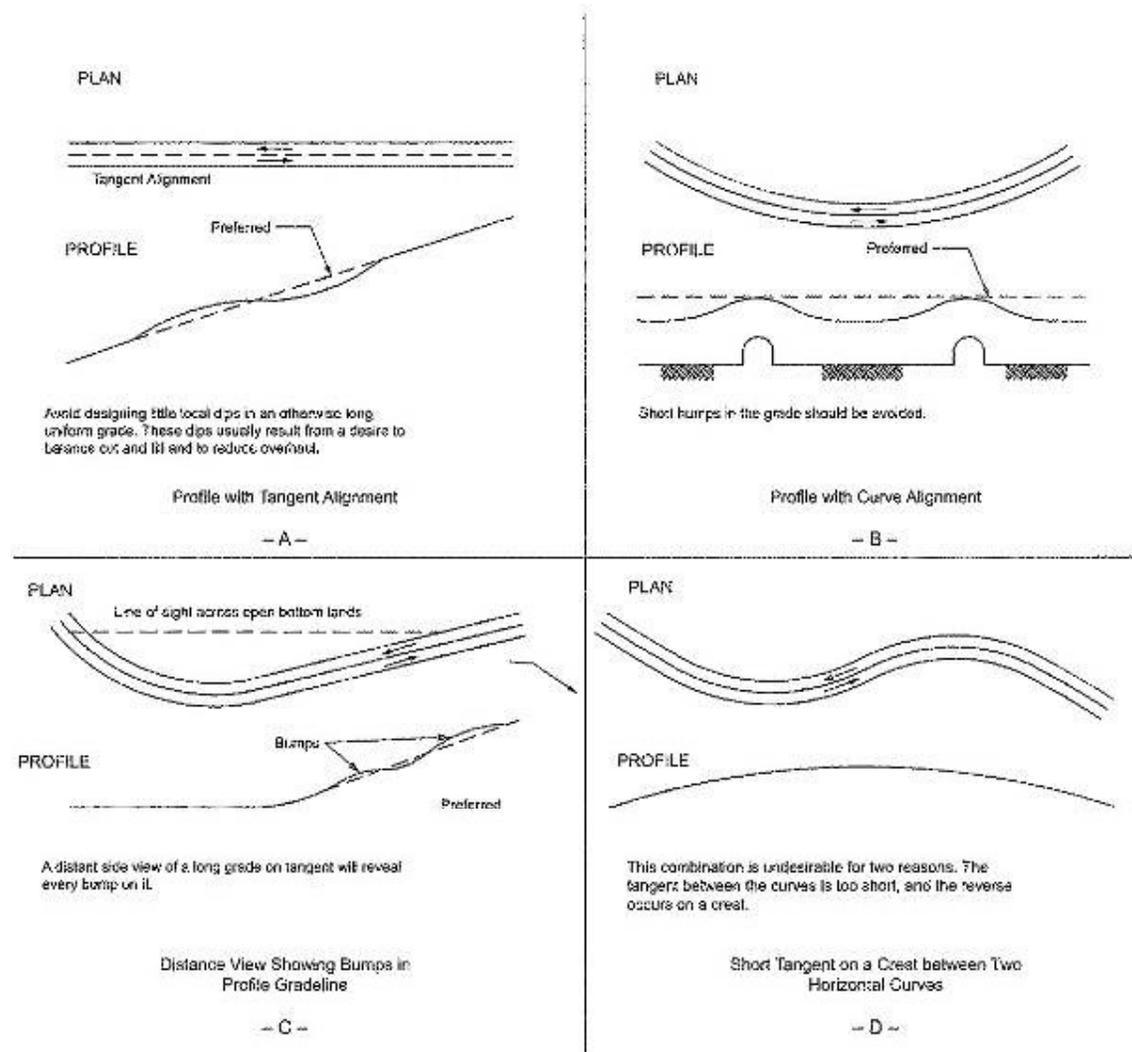


Figura 3-46. Relaciones de alineamiento y rasante en el diseño de caminos (41)

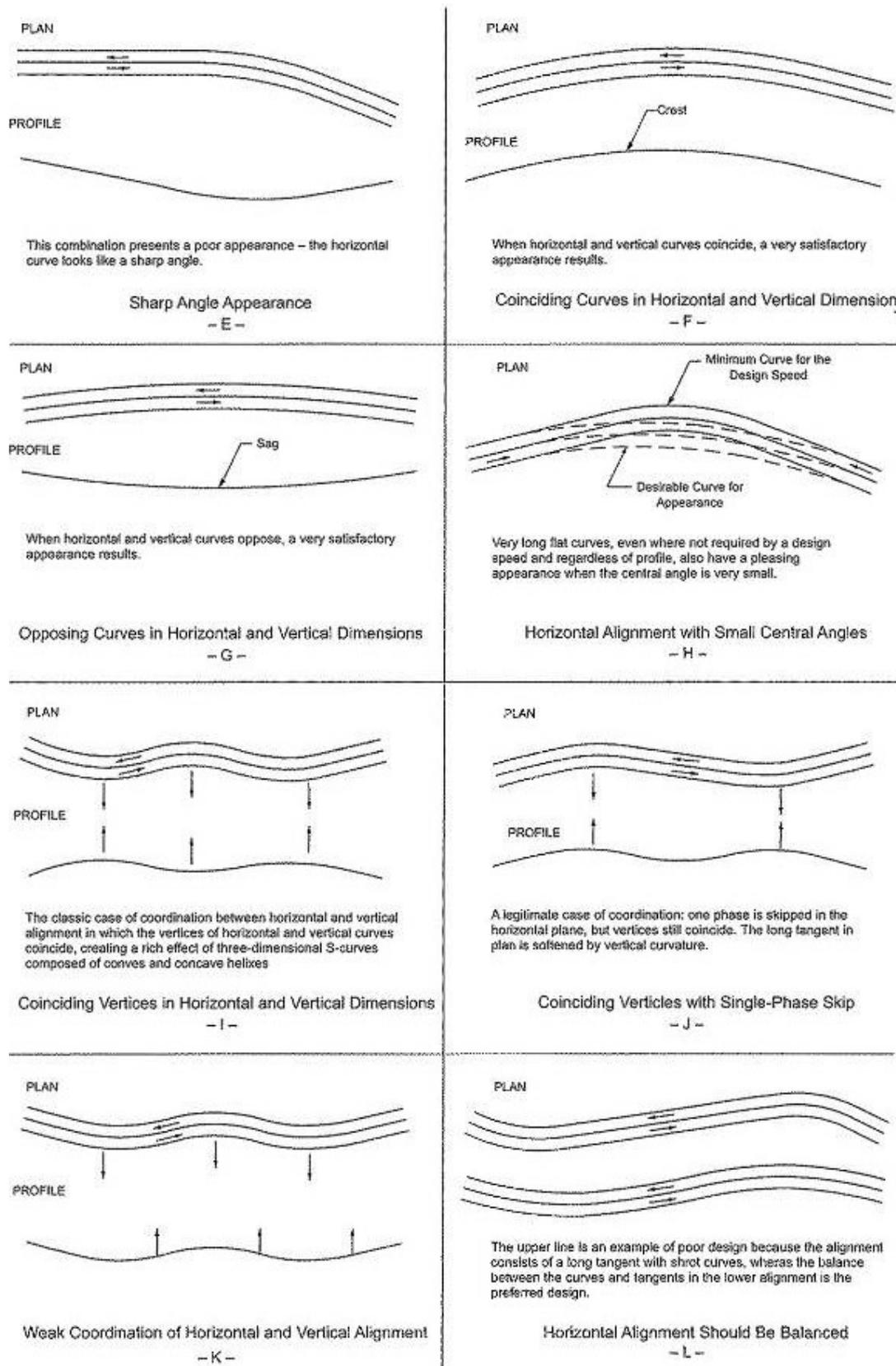


Figura 3-46. Relaciones de alineamiento y rasante en el diseño de caminos (continuación)

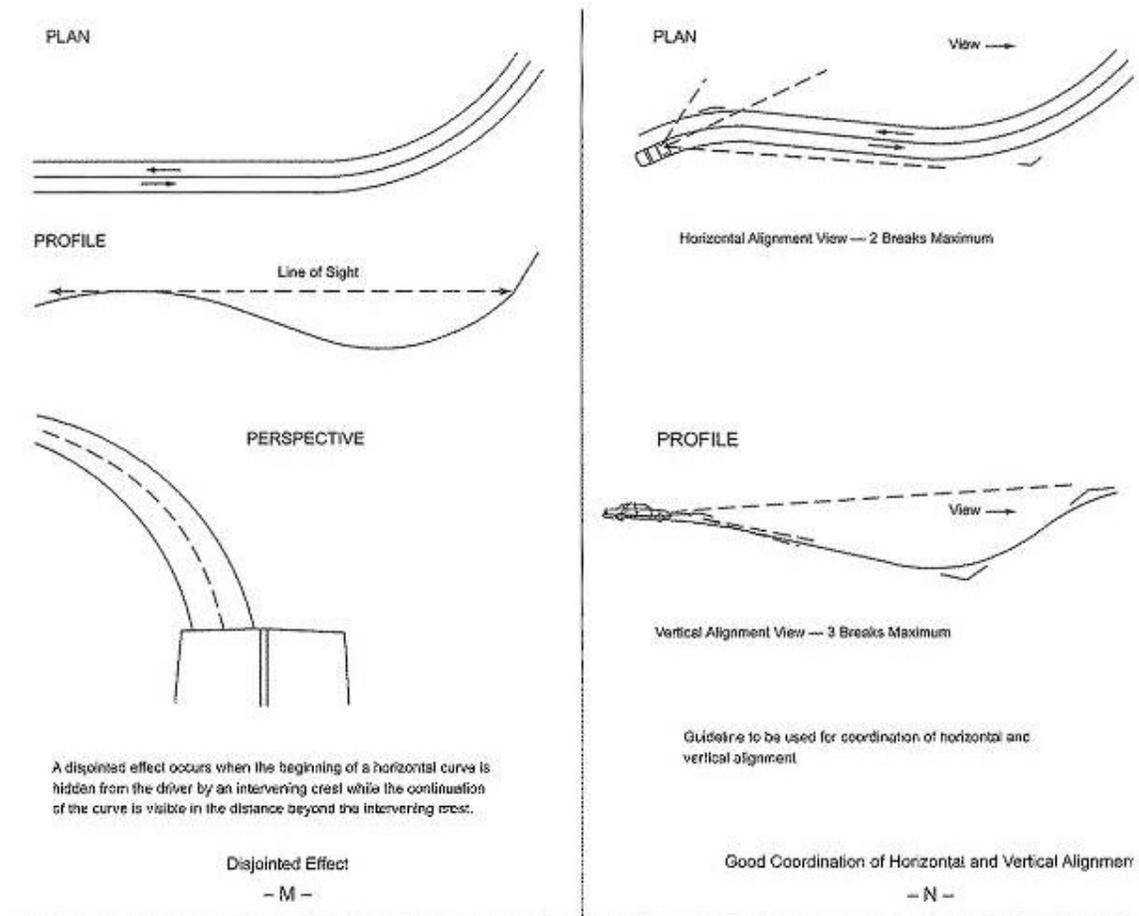


Figura 3-46. Relaciones de alineamiento y rasante en el diseño de caminos (continuación)

(*) NdT: Conceptualmente igual a las versiones anteriores de los Libros Verdes

3.6 OTRAS CARACTERÍSTICAS QUE AFECTAN AL DISEÑO GEOMÉTRICO (*)

Además de los elementos de diseño discutidos anteriormente, varias otras características afectan o se ven afectadas por el diseño geométrico de un camino; cada una se analiza aquí en la medida necesaria como para mostrar su relación con el diseño geométrico y la forma en que, a su vez, se vea afectada. El diseño detallado de estas características no se describe aquí.

3.6.1 Control de la erosión y desarrollo paisajista

La prevención de la erosión es uno de los principales factores en el diseño, construcción y mantenimiento vial. Se debe considerar temprano en el trazado y demás etapas de diseño. Un cierto grado de control de la erosión se puede incorporar en el diseño geométrico, en particular en los elementos de sección transversal. Por supuesto, la aplicación más directa de control de la erosión se produce en el diseño del drenaje y en la redacción de especificaciones para paisajismo y ajardinamiento de taludes.

(*) NdT: En relación con Libro Verde Edición 5ª 2004: omisión de las características Drenaje y Barreras antirruído. En la Ed. 5ª ya se había omitido Alambrados, de la Ed. 4ª 2001

La erosión y mantenimiento se minimizan en gran medida mediante el uso de características específicas de diseño: taludes laterales tendidos, redondeados y mezclados con el terreno natural, taludes de corte escalonados, canales de drenaje diseñadas teniendo en cuenta la anchura, profundidad, pendientes, alineamiento y tratamientos de protección; sumideros ubicados y espaciados con el control de erosión en la mente, prevención de la erosión en las salidas de alcantarillas, instalaciones adecuadas para interceptar las aguas subterráneas, diques, bermas y otros dispositivos de protección para atrapar sedimentos en lugares estratégicos, y cubiertas de protección del suelo y siembra. En la medida de lo posible, estas características deben diseñarse y ubicarse como para minimizar la gravedad del choque potencial de vehículos salidos accidentalmente desde la calzada.

El desarrollo del paisaje debe estar en consonancia con el carácter del camino y de su entorno. Los programas incluyen las siguientes zonas generales de mejoramiento: (1) preservación de la vegetación existente, (2) trasplante de la vegetación existente donde fuere práctico, (3) plantación de vegetación nueva, (4) limpieza y aclaramiento selectivo, y (5) regeneración de especies y materiales naturales.

Los objetivos de la plantación o retención y conservación del crecimiento natural en los caminos están estrechamente relacionados; en esencia, constituyen la vegetación que (1) ayudará a la estética, (2) ayudará a reducir los costos de construcción y mantenimiento, y (3) creará interés, utilidad y belleza por el placer y la satisfacción de los pasajeros sin aumentar el potencial de gravedad de choques de los vehículos salidos accidentalmente desde la calzada.

El paisajismo de los caminos y calles tiene una importancia adicional en mitigar las molestias asociadas con el tránsito urbano; puede reducir esta contribución al deterioro urbano, y hacer los caminos y calles urbanas mejores vecinos.

Para más información sobre el desarrollo del paisaje y control de erosión, consultar la Guía AASHTO sobre Diseño paisajista y medioambiental del transporte (/).

3.6.2 Zonas de descanso, centros de información y miradores escénicos

Las zonas de descanso, centros de información y miradores escénicos son elementos funcionales y deseables de los caminos, y se dan para reducir la fatiga del conductor y para conveniencia de los usuarios del camino. Un área de descanso segura es un área al costado del camino, con plazas de estacionamiento separadas de la calzada, provista para los viajeros que paran y descansan por períodos cortos. El área puede dar agua potable, baños, mesas y bancos, teléfonos, pantallas de información, y otras instalaciones para los viajeros. **Un área de descanso no está destinada a ser utilizado para reuniones sociales o cívicas o para tales formas activas de recreación como paseos en bote, natación o juegos organizados.** Un centro de información es una instalación con personal o sin personal en un área de descanso para informar sobre viajes o servicios para los viajeros. Un mirador escénico es un área al costado del camino provista a los viajeros para estacionar sus vehículos más allá de la banquina, primariamente para disfrutar de una vista escénica o tomar fotos desde lugares retirados del tránsito directo. No es necesario que den servicios de comodidad y conveniencia.

La selección del lugar para zonas de descanso, centros de información, y miradores escénicos debe considerar la calidad paisajística de la zona, accesibilidad, adaptabilidad y desarrollo. Otras consideraciones esenciales son una fuente adecuada de agua y un medio para tratar y/o deshacerse de las aguas residuales. Los planos del lugar deben desarrollarse a través de la utilización de un proceso de planificación integral que debe incluir la ubicación de ramas, zonas de estacionamiento para autos y camiones, edificios, zonas de picnic, suministro de agua, instalaciones de tratamiento de aguas residuales, y zonas de mantenimiento. El objetivo es dar peso máximo a la adecuación del lugar, más que la adhesión a distancias o tiempos uniformes de viaje entre los lugares.

Las instalaciones deben diseñarse para adaptarlas a las necesidades de los ancianos y discapacitados. Más información en la Guía AASHTO para desarrollar zonas de descanso en arterias principales y autopistas (2).

3.6.3 Iluminación

Iluminación puede reducir los accidentes nocturnos en un camino o calle y mejorar la facilidad y comodidad de la misma operación. Las estadísticas indican que los índices de accidentes nocturnos son más altos que los diurnos. En gran medida, esto puede atribuirse a la reducción de la visibilidad nocturna. Hay pruebas de que en las zonas urbanas y suburbanas, donde haya concentraciones de peatones e interferencias de caminos interseccionales, las fuentes fijas de iluminación tienden a reducir los accidentes. Iluminación de caminos rurales puede ser deseable, pero su necesidad es mucho menor que en calles y caminos urbanos. El consenso general es que la iluminación de los caminos rurales rara vez se justifica, salvo en ciertas zonas críticas, tales como distribuidores, intersecciones a nivel, cruces de ferrocarril, puentes angostos o largos, túneles, curvas cerradas, y zonas donde haya interferencias en el camino. Los caminos rurales más modernos deben diseñarse con una sección transversal abierta, y los alineamientos horizontal y vertical deben ser de alto tipo. En consecuencia, dan oportunidad para el uso casi pleno de los faros del vehículo, lo que reduce la justificación de iluminación fija.

En las autopistas donde no haya peatones, accesos laterales, u otras intersecciones a nivel, y donde la zona de camino sea relativamente ancha, la justificación de iluminación difiere de la de los caminos y calles sin control de acceso. La Guía AASHTO *Roadway Lighting Design* (4) ayuda a seleccionar los sectores de autopistas, caminos y calles que puedan justificar fuentes fijas de iluminación, y los valores de diseño correspondientes; también guía sobre el alumbrado de túneles y pasos inferiores.

Fuentes primarias de información:

- *Engineering Society of North America* (IESNA) publicaciones, incluyendo ANSI/IESNA RP-8. *American National Standard Practice* para Iluminación Vial (56),
- ANSI/IESNA RP-22. *American National Standard Practice* para iluminar túneles (57);
- IESNA DG-19. Guía de diseño para iluminar rotondas (58), y
- IESNA DG-23. Guía de diseño para iluminar playas de peaje (59).

Si las intersecciones a nivel rurales deben iluminarse o no depende del trazado y de los volúmenes de tránsito en cuestión. Frecuentemente las intersecciones no canalizadas no se iluminan. Las intersecciones con canalización sustancial, en particular trazados multirramales y los diseñados en amplia escala, a menudo se iluminan. Es especialmente deseable iluminar las intersecciones canalizadas a gran escala y las rotondas. Debido a las curvaturas agudas, poco de tales intersecciones está en el alcance lateral de los faros, y los faros de otros vehículos son un obstáculo más que una ayuda debido a la variedad de direcciones, sentidos y movimientos de giro. Existe la necesidad de reducir la velocidad de vehículos que se aproximan a algunas intersecciones. La indicación de esta necesidad debería ser definida y visible a una distancia desde la intersección que esté más allá del alcance de los faros. Iluminación de la intersección con fuente de iluminación cumple esto.

En los distribuidores también es deseable, y a veces esencial, dar una fuente fija de iluminación. Los conductores deben ser capaces de ver el camino por delante y la zona de la plataforma completa de giro para discernir correctamente el camino a seguir. También deben ver el resto de los vehículos que pueden influir en su comportamiento. Sin iluminación, puede haber una disminución notable de la utilidad del distribuidor de noche, habría más coches lentificando y moviéndose erráticamente durante la noche que durante el día. Debería considerarse la posibilidad de mejorar la visibilidad en la noche con iluminación vial (o dispositivos reflectantes) de las partes de estructuras a desnivel que particularmente deban evitar los automovilistas, tales como cordones, estribos y pilas. Cuanto mayor sea el volumen de tránsito, especialmente el de giro, más importante se vuelve la iluminación de fuente fija de los distribuidores. La iluminación también debe considerarse en las secciones de los caminos arteriales principales haya movimientos de giro hacia y desde desarrollos laterales.

La iluminación vial puede ser deseable en los pasos a nivel ferroviarios donde haya movimiento nocturno de trenes. En algunos casos, estos tratamientos también pueden aplicarse a cruces operados con señales intermitentes, o barreras automáticas, o de ambos.

Los túneles, playas de peaje y puentes móviles son casi siempre iluminados, como son los puentes de longitud considerable en zonas urbanas y suburbanas. Es cuestionable si el costo de iluminar los puentes largos en las zonas rurales es justificado o deseable.

Para minimizar el efecto de deslumbramiento y dar la iluminación más económica, las luminarias se montan a una altura de al menos 9 m. La uniformidad de la iluminación se mejora con mayores alturas de montaje, y en la mayoría de los casos, la altura de montaje de 10 a 15 m es preferible. La iluminación con mástiles altos -luminarias en mástiles de 30 m o más- se utiliza para iluminar grandes zonas, tales como distribuidores viales y zonas de descanso. Esta iluminación da una distribución uniforme de la luz sobre toda la superficie y puede guiar el alineamiento. Sin embargo, tiene el inconveniente de aumentar el impacto visual sobre la comunidad circundante de la mayor luz dispersada.

Siempre que fuere práctico, los soportes de las luminarias (postes) deben colocarse fuera de las zonas despejadas al costado de la calzada. Las dimensiones adecuadas de las zonas despejadas para las varias clasificaciones funcionales de caminos se encuentran en la Sección 4.6. Donde los postes se ubiquen en la zona de otra forma despejada, independientemente de las distancias desde la calzada, deben diseñarse como para tener una adecuada característica de atenuación de impacto; normalmente se utiliza un diseño de rotura controlada. Los postes rompibles no deben utilizarse en calles de zonas densamente desarrolladas, sobre todo con veredas. Al recibir un golpe, estos postes podrían interferir con los peatones y causar daños a los edificios adyacentes. Debido a las velocidades más bajas y a los vehículos estacionados, hay mucha menos probabilidad de lesiones a los ocupantes del vehículo por golpear postes fijos en una calle, en comparación con un camino. Los postes no deberían montarse en el exterior de las curvas de ramas, donde son más susceptibles a ser golpeados. Los postes ubicados detrás de barreras longitudinales (instaladas para otros fines) deben retirarse suficientemente como para permitir la deflexión de las barreras longitudinales bajo impacto.

En un camino dividido los soportes de luminarias pueden ubicarse en la mediana o en el lado derecho del camino. Generalmente, cuando los soportes de luminarias se encuentran en el lado derecho de la calzada, la fuente de luz está más cerca de los carriles de tránsito más utilizados. Sin embargo, con la instalación en la mediana el costo es generalmente menor, y la iluminación es mayor en los carriles de alta velocidad. Para las instalaciones de mediana se deben utilizar mástiles de dos brazos montados a unos 12 a 15 m de altura; consultar la Guía AASHTO Diseño de costado de calzada (8).

Donde se prevea una futura iluminación de puede obtener un ahorro considerable mediante el diseño e instalación de los conductos necesarios como parte de la construcción inicial.

La iluminación de autopistas está directamente asociada con el tipo y ubicación de las vías. Para una eficacia plena, las dos deben ser diseñarse de forma conjunta.

3.6.4 Servicios públicos

Generalmente, los mejoramientos de los caminos y calles en zona de camino existente o nueva implican ajustes de las instalaciones de servicios públicos, los cuales suelen tener poco efecto en el diseño geométrico vial. Sin embargo, debe darse plena consideración a las medidas necesarias para preservar y proteger la integridad y calidad visual del camino o calle, la eficiencia del mantenimiento y la seguridad del tránsito. Los costos de los ajustes de servicios públicos varían considerablemente debido al gran número de empresas, tipo y complejidad de la instalación, y grado de compromiso con el mejoramiento. Según la ubicación de un proyecto, los servicios públicos involucrados podrían incluir:

- (1) alcantarillado sanitario,
- (2) las líneas de suministro de agua,
- (3) oleoductos de productos de petróleo, gas y petróleo,
- (4) líneas aéreas y subterráneas, eléctricas, de comunicaciones (fibra óptica),
- (5) televisión por cable;
- (6) torres de comunicaciones inalámbricas,
- (7) líneas de drenaje de riego;
- (8) red de calefacción, y
- (9) túneles especiales para conexiones.

General

Las líneas de servicios públicos deben ubicarse como para minimizar la necesidad de un ajuste posterior, dar cabida al futuro mejoramiento de camino o calle, y permitir la prestación de servicios de las líneas sin interferir al tránsito.

Las instalaciones longitudinales deben ubicarse en alineamientos uniformes, lo más cerca posible de la línea límite de la zona de camino para no interferir con las operaciones de tránsito y preservar el espacio para futuros mejoramientos del camino o de otras instalaciones de servicios públicos. Los servicios públicos subterráneos deben colocarse para permitir que los servicios arriba del terreno estén tan cerca de la línea de zona de camino como fuere práctico. Los servicios públicos a lo largo de las autopistas deben construirse para ser atendidos desde afuera de las líneas de acceso controlado.

De ser posible, los cruces de líneas de servicios públicos deben ser perpendiculares al alineamiento del camino. Los cruces de servicios públicos de mantenimiento frecuente deben instalarse en túneles para mantener sin interrumpir al tránsito.

La ubicación horizontal y vertical de las líneas de servicios públicos en la zona de camino debe ajustarse a las políticas de zona despejada aplicables para el sistema, tipo de camino o calle, y condiciones específicas de la sección particular implicada, y deben diseñarse para que no haya obstáculos en el camino. La dimensión de zona despejada a mantener se trata en la Sección 4.6. A veces, la unión de las instalaciones de servicios públicos a las estructuras viales, tales como puentes, es una medida práctica, pero es preferible evitarla si pueden ubicarse en otra parte.

En las instalaciones nuevas, o ajustes de las existentes, conviene prever las expansiones de los servicios públicos, particularmente subterráneos o adjuntos a puentes.

Todas las instalaciones de servicios públicos en, sobre o bajo la zona de camino y anexas a estructuras deben el camino o calle de la derecha de vía y las estructuras anexas deben ser de materiales duraderos, diseñados para servicio de larga expectativa de vida, relativamente libres de mantenimiento rutinario y mantenimiento, y cumplir o exceder los códigos o especificaciones de calidad aplicables de la industria.

Los servicios públicos que se cruzan u ocupan la zona de camino de autopistas urbanas o rurales deben ajustarse a la política de AASHTO (6), y los caminos sin control de acceso a la correspondiente política de AASHTO (5).

Rural

En las construcciones nuevas no debe ubicarse ningún servicio público debajo de la plataforma, excepto los cruces subterráneos.

Normalmente no se ubican postes en la mediana de caminos divididos. Los postes eléctricos, tomas de ventilación y otros accesorios sobre el suelo que puedan ser golpeados por vehículos salidos desde la calzada no deben ubicarse en la zona despejada lateral, Sección 4.6.1. La Guía AASHTO (8) trata los anchos de zona despejada y puede utilizarse como referencia para determinar las anchuras para autopistas, arterias rurales, y colectores rurales de alta velocidad. Para los colectores rurales de baja velocidad y caminos vecinales, a excepción de caminos locales TMD < 400, es deseable una anchura mínima de zona despejada de 2 a 3 m.

Urbano

Debido a restricciones de espacio, en la mayoría de las zonas metropolitanas debe prestarse especial atención en el diseño inicial a la posibilidad del uso conjunto de la zona de camino, coherente con la función principal del camino o calle.

Los accesorios de las instalaciones subterráneas, como las rejillas de ventilación, desagües, marcadores, bocas de acceso y dispositivos de cierre, deben ubicarse de forma tal que no obstaculicen el camino, no interfieran las actividades de mantenimiento del camino, y no queden ocultos por la vegetación. Preferiblemente deben estar ubicados cerca de la línea límite de zona de camino.

En las secciones con cordones los servicios públicos deben ubicarse en las inmediaciones de los bordes de la zona de camino, entre el cordón y la vereda, por lo menos 0.5 m detrás de la cara del cordón y, donde sea posible, los servicios públicos por encima del suelo deben estar detrás de la vereda. Donde se dan banquetas en lugar de cordones debe darse una zona despejada en consonancia con las condiciones de la zona.

El desarrollo y limitados anchos de zona de camino pueden impedir ubicar algunas o todas las instalaciones de servicios públicos fuera de la calzada de la calle o camino. En algunas condiciones, puede ser adecuado reservar el área fuera de la calzada exclusivamente para el uso de líneas aéreas con todos los otros servicios públicos situadas bajo la calzada y, en algunos casos puede ser adecuado ubicar todas las instalaciones bajo la calzada. La ubicación de los servicios públicos bajo la calzada es una excepción a la política establecida, y como tales necesitan consideración y tratamiento especiales; debe realizarse de manera que tenga un efecto adverso mínimo sobre el tránsito.

3.6.5 Dispositivos de control de tránsito**Señales, marcas de pavimento y semáforos**

Las señales, marcas de pavimento y semáforos están directamente relacionadas con y complementan al diseño vial. Son características críticas de control de tránsito y operación que el proyectista considera en el diseño geométrico. Los dispositivos de control de tránsito deben diseñarse junto con la geometría. El potencial de la eficiencia operativa futura puede ser significativamente mayor si las señales, marcas y semáforos se tratan como una parte integral del diseño.

La medida en que se utilizan los dispositivos de control de tránsito depende del volumen de tránsito, tipo de camino y grado de control de tránsito adecuado para una operación segura y eficiente. En general los caminos arteriales son las rutas numeradas de tipo bastante alto, y tienen volúmenes de tránsito relativamente altos. En los caminos rurales, tales señales y marcas se emplean ampliamente, y los semáforos se emplean a menudo en zonas urbanas. Los caminos colectores y locales suelen tener menores volúmenes y velocidades; por lo general necesitan menos dispositivos de control de tránsito. El diseño geométrico debe complementarse con señalización efectiva, marcas y semáforos como medio de información, advertencia y control de los usuarios durante las 24 horas del día, y bajo variedad de condiciones ambientales. Los planos de señalización, marcación y semáforos deben coordinarse con los alineamientos horizontal y vertical, las obstrucciones a las distancias visuales y las velocidades y maniobras operacionales, y otros elementos, antes de completar el diseño. Para conocer los requisitos y guías de diseño consultar el MUTCD (22).

Los semáforos para vehículos, peatones y bicicletas son dispositivos que controlan los movimientos de cruce o convergencia, asignando el derecho de paso a los diversos movimientos en ciertos intervalos de tiempo. Se trata de uno de los elementos clave en la función de muchas calles de la ciudad y algunas intersecciones rurales. El diseño de semáforos previsto y la operación en cada intersección deben integrarse con las características del diseño geométrico, para dar una eficiencia operativa óptima. Se debe considerar cuidadosamente el diseño de intersecciones y acceso, curvaturas horizontales y verticales, con respecto a la visibilidad de los semáforos de peatones y ciclistas (incluyendo las necesidades de paso y espera de los peatones discapacitados), y el diseño geométrico para la operación eficaz del semáforo, incluyendo fases, tiempo, y coordinación. Además de la instalación inicial, las posibles ubicaciones de semáforos, actuales y futuras, deben considerarse en el proceso de diseño; consultar el MUTCD (22).

Dado que los soportes de señales y semáforos pueden ser golpeados por el tránsito, deben montarse sobre estructuras fuera de la deseada zona despejada de obstáculos fijos, o detrás de barreras o detrás de barreras de tránsito **colocadas por otras razones**. Si estas medidas no son prácticas, los soportes deben ser rompibles o, para señales aéreas y soportes de semáforos, protegerlos con barreras. Las especificaciones correspondientes de AASHTO (3) establecen los criterios para soportes rompibles. Los soportes no deben colocarse de tal manera que restrinjan la circulación de peatones por las veredas adyacentes. Los soportes en las veredas pueden afectar gravemente a los peatones con discapacidad visual, y obstaculizan el movimiento peatonal. Consultar la Sección 4.17.

El número y disposición de carriles son clave para la operación eficiente de las intersecciones semaforizadas. Normalmente, las distancias de cruce para vehículos y peatones deben ser lo más cortas posible para reducir la exposición a los movimientos en conflicto. El primer paso al desarrollar diseños geométricos de intersecciones debe ser un análisis completo de la demanda de tránsito actual y futuro, incluyendo peatones, ciclistas y usuarios del transporte público. La necesidad de carriles de giro a derecha e izquierda para minimizar la interferencia entre movimientos directos y de giro debe evaluarse junto con la posible necesidad de obtener ancho de zona de camino adicional. A lo largo de un camino o calle con intersecciones semaforizadas, los lugares con o sin giros permitidos deben examinarse para obtener una coordinación óptima de los semáforos.

Sistemas de transporte inteligentes (*)

El uso de los Sistemas Inteligentes de Transporte (ITS) en los sistemas de caminos y calles sigue creciendo en cobertura y diversidad de tecnología y aplicaciones. En las zonas urbanas, las tradicionales aplicaciones de ITS tales como semáforos y sistemas avanzados más complejos de gestión del tránsito (ATMS) y sistemas avanzados de Información para viajeros (ATIS) están creciendo en uso y complejidad. Todos estos sistemas están aumentando el número de dispositivos en los caminos arteriales, y a veces colectores. Incluyen cámaras de circuito cerrado de televisión, detectores de velocidad y densidad del tránsito, señales de mensajes dinámicos, semáforos de control de ramas, de prioridad del transporte público, y otros tipos de dispositivos avanzados de control y gestión. La infraestructura del sistema de comunicaciones que conecta, controla y supervisa estos sistemas es un elemento que debe considerarse en el diseño geométrico.

El proyectista debe identificar las aplicaciones existentes y previstas de tecnología ITS y sus elementos de apoyo en la red de caminos y calles, para crear diseños geométricos que permitan su operación eficaz y colocación física adecuada. La mayoría de los organismos viales desarrollaron dispositivos y especificaciones que pueden utilizarse en el diseño.

(*) NdT: Característica nueva en el Libro Verde 2011.

3.6.6 Planos de administración del tránsito durante la construcción

El mantenimiento del tránsito durante la construcción debe ser cuidadosamente planeado y ejecutado (21). Aunque es mejor dar desvíos, suelen ser impracticables y el flujo de tránsito se mantiene a través del área de construcción. A veces se cierran las vías de circulación, se cambian o invaden para emprender la construcción. Cuando esto ocurre, los diseños para controlar el tránsito deben minimizar los efectos sobre las operaciones de tránsito, reduciendo al mínimo la frecuencia o la longitud de la interferencia con el flujo de tránsito normal. El desarrollo de planes/planos de control de tránsito es una parte esencial del diseño general del proyecto, y puede afectar el diseño de la propia instalación. El plan de control de tránsito depende de la naturaleza y alcance del mejoramiento, el volumen del patrón de tránsito, y las capacidades disponibles de los caminos o calles. Un plan bien pensado y desarrollado cuidadosamente para la circulación de tránsito a través de una zona de trabajo contribuirá significativamente al flujo seguro y eficiente, y al potencial de reducción de daño al personal y equipamiento de la construcción. Es deseable que tales planes tengan cierta flexibilidad incorporada para adaptarse a los cambios imprevistos en horario de trabajo, retrasos, o patrones de tránsito.

El objetivo de cualquier plan de control de tránsito debe ser orientar eficazmente al vehículo, bicicleta y peatón, incluidas las personas discapacitadas, a través o alrededor de las zonas de construcción. Debe darse acceso seguro a los trabajadores a la zona de la construcción.

El plan de control de tránsito debe incorporar las geometrías y dispositivos de control de tránsito lo más similares posible a los de las situaciones normales de operación, y dar espacio al contratista para trabajar con eficacia. Las políticas para uso y aplicación de señales y otros dispositivos de control de tránsito durante la construcción se establecen en el MUTCD (22), cuyos principios deben aplicarse y planear el particular tipo de trabajo.

Debe darse preaviso adecuado y suficiente información de seguimiento a los conductores, para prepararlos a las condiciones de servicio modificadas en las zonas de construcción. La distancia a que las señales informativas deben situarse antes de la zona de trabajo varía con la velocidad de la instalación afectada. El tamaño de las señales puede variar según la necesidad de una mayor legibilidad y énfasis, o tipo de camino. Frecuentemente las operaciones de construcción crean la necesidad de ajustes en los patrones de tránsito, incluyendo cambios de carril. La longitud del ahusamiento mínimo para las transiciones de carril en las zonas de construcción puede calcularse con las fórmulas del MUTCD (22), en el cual se ilustran diversas configuraciones para aplicar en los planos de control del tránsito,

Donde fuere práctico deberían evitarse los banderilleros u otro medio para interrumpir la circulación del tránsito. Los diseños que dan movimiento constante alrededor de una obstrucción en la calzada, incluso si es lento, son más aceptable y menos irritantes para los conductores, que los diseños que requieren detenciones.

Cuando se programen operaciones de construcción junto al paso del tránsito, en los planos de control de tránsito debe incluirse una zona despejada entre el espacio de trabajo y el tránsito que pasa. Bajo ciertas condiciones podría justificarse una barrera.

Las consideraciones operacionales para diseñar un desvío son la velocidad, capacidad, distancia recorrida, y un reducido potencial de accidentes. La velocidad de un desvío puede ser menor que la del camino a mejorar, pero suficientemente alta como para no afectar la capacidad. Cuando un camino o calle existente se usa como desvío, habrá volúmenes mayores y puede ser adecuado aumentar de antemano la capacidad de tal ruta. En general la capacidad se incrementa al eliminar problemáticos movimientos de giro, cambiar itinerarios de vehículos de transporte público y camiones, prohibir estacionamiento, adoptar y aplicar una prohibición de carga/descarga durante las horas pico, eliminar o ajustar ciertas paradas del transporte público, coordinar los semáforos, y a veces ensanchar físicamente la calzada. Un medio eficaz de aumentar la capacidad es mediante la institución de un sistema de desvío de un solo sentido, junto con restricciones de estacionamiento. Un plan de desvío se comprueba mediante la comparación de los volúmenes de tránsito esperados con la capacidad calculada del desvío.

Debe iluminarse y delinearse bien el camino cerca de los puntos de acceso al espacio de construcción. Debe canalizarse el tránsito mediante señales de postes rompibles o flexibles, marcas de pavimento, y barricadas.

A menudo, las zonas de construcción, desvíos, y conexiones temporales incluyen características geométricas y entornos que pueden requerir más cuidado y alerta que en el camino normal. Los cuidados en el diseño de estas zonas, uso de delineación y dispositivos de advertencia, y establecimiento de zonas para las operaciones del contratista son convenientes para reducir la posibilidad de accidentes que involucren a los conductores y a los trabajadores.

Los elementos que deben considerarse al desarrollar planes de control de tránsito son:

- Alineamientos y desvíos para permitir que el tránsito pase sin problemas alrededor de las zonas de trabajo. La superficie de la calzada en la zona de construcción o en un desvío se debe mantener en una condición tal que permita el movimiento efectivo del tránsito a una velocidad razonable. Deben considerarse los efectos del tránsito desviado en otros caminos, calles e intersecciones.
- Adecuados abocinamientos en pérdidas de carril o donde el tránsito se desvíe lateralmente. Los valores adecuados para longitudes de abocinamiento se encuentran en el MUTCD (22).
- En las zonas urbanas, disposiciones de desvío para todos los flujos peatonales existentes. Las trayectorias de los desvíos seleccionados deben incluir pasos peatonales con rampas de cordón, ancho adecuado, suave superficie de rodadura, señalización y, donde fuere apropiado, barricadas para dar espacio protegido a personas discapacitadas.
- Adecuados dispositivos de control de tránsito y marcas en el pavimento de eficaz comportamiento diurno y nocturno, incluyendo la especificación de materiales de señalización temporales que se puedan quitar cuando cambien los patrones de los carriles de tránsito.
- Iluminación vial y luces de advertencia donde se justifiquen. Luces fijas para delinear una trayectoria directa continua a través o alrededor de una zona de trabajo. El corto tiempo de encendido de las luces destellantes no permite a los conductores enfocar la luz. El uso de tales luces debe limitarse a marcar un único objeto o condición, marcar el inicio de una sección utilizando luces permanentes y señales de control de tránsito.
- Ubicar conos, delineadores, tambores, barreras, o barricadas para canalizar el tránsito cuando existan condiciones especiales no mostradas en los planos.
- Políticas relativas a eliminar señales y marcas de obra cuando ya no fueren necesarias, si no está previsto en las especificaciones.
- Salvo en circunstancias atenuantes, retiro completo del equipo del contratista fuera de caminos, medianas, y banquetas por la noche, fines de semana, y siempre que no esté en operación. En los casos en que esta eliminación no fuere práctica debe especificarse señalización adecuada, iluminación, vallas, barreras y dispositivos similares para proteger a los conductores de choques contra el equipo. No debe permitirse el almacenamiento de materiales peligrosos en caminos, medianas o banquetas cerca del flujo de tránsito.
- Limitación en los planos o especificaciones sobre el estacionamiento de vehículos privados de los empleados en zonas del proyecto que puedan interferir con los trabajadores o con el tránsito directo.

3.7 REFERENCIAS

1. AASHTO, *A Guide for Transportation Landscape and Environmental Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1991.
2. AASHTO. *A Guide for Development of Rest Areas on Major Arterials and Freeways*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2001 or most current edition.
3. AASHTO. *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals*, 4th Edition with 2002, 2003, and 2006 Interims. Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2001 or most current edition.
4. AASHTO. *Roadway Lighting Design Guide*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2005 or most current edition.
5. AASHTO. *A Guide for Accommodating Utilities within Highway Right-of-Way*. Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2005 or most current edition.
6. AASHTO. *A Policy on the Accommodation of Utilities within Freeway Right-of Way*. Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2005 or most current edition.
7. AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2009 or most current edition.
8. AASHTO. *Roadside Design Guide*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011 or most current edition.
9. Alexander, G. J. and H. Lunenfeld. *Positive Guidance in Traffic Control*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 1975.
10. ASCE. *Practical Highway Aesthetics*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1977.
11. Barnett, J. Safe Side Friction Factors and Superelevation Design. *Proceedings HRB*, Vol. 16. Highway Research Board (currently Transportation Review Board), National Research Council, Washington, DC, 1936. pp. 69-80.
12. Barnett, J. *Transition Curves for Highways*. Federal Works Agency, Public Roads Administration, Washington, DC, 1940.
13. Bonneson, J. A. National Cooperative Highway Research Program Report 439: Superelevation Distribution Methods and Transition Designs. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, 2000.
14. Bureau of Public Roads. *Study of Speed Curvature Relations of Pentagon Road Network Ramps*. Federal Works Agency, Public Roads Administration, Washington, DC, 1954 unpublished data.
15. Cron, F. W. The Art of Fitting the Highway to the Landscape. A portion of *The Highway and the Landscape*. W. B. Snow, ed., Rutgers University Press, New Brunswick, NJ, 1959.
16. Cysewski, G. R. Urban Intersectional Right Turning Movements. In *Traffic Engineering*, Vol. 20. No. 1. October 1949. pp. 22-37.
17. Fambro, D. B., K. Fitzpatrick, and R. J. Koppa. *National Cooperative Highway Research Program Report 400: Determination of Stopping Sight Distances*. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, 1997.

18. Fancher, Jr., P. S. and T. D. Gillespie. National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 241: Truck Operating Characteristics. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, 1997.
19. FHWA. *Grade Severity Rating System User's Manual*. FHWA-IP-88-015. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, McLean, VA, August 1989.
20. FHWA. *The Magnitude and Severity of Passing Accidents on Two-Lane Rural Roads (HSIS Summary Report)*. FHWA-RD-94-068. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, McLean, VA, November 1994.
21. FHWA. Work Zone Safety and Mobility Rule. 23 CFR 630 Subpart J, adopted September 9, 2004.
22. FHWA. *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 2009 or most current edition.
23. George, L. E. Characteristics of Left-Turning Passenger Vehicles. *Proceedings HRB*, Vol. 31. Highway Research Board, Washington, DC, 1952. pp. 374-385.
24. Gillespie, T. *Methods for Predicting Truck Speed Loss on Grades*. FHWA/RD-86/059. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, VA, October 1986.
25. Glennon, J. C. An Evaluation of Design Criteria for Operating Trucks Safely on Grades. In *Highway Research Record 312*. Highway Research Board, Washington, DC, 1970. pp. 93-112.
26. Glennon, J. C. New and Improved Model of Passing Sight Distance on Two-Lane Highways. In *Transportation Research Record 1195*. TRB, National Research Council, Washington, DC, 1998.
27. Hajela, G. P. *Compiler, Resume of Tests on Passenger Cars on Winter Driving Surface, 1939-1966*. National Safety Council, Committee on Winter Driving Hazards, Chicago, IL, 1968.
28. Harwood, D. W. and A. D. St. John. *Passing Lanes and Other Operational Improvements on Two-Lane Highways*. FHWA/RD-85/028. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, VA, December 1985.
29. Harwood, D. W. and C. J. Hoban. *Low Cost Methods for Improving Traffic Operations on Two-Lane Roads*. FHWA-IP-87-2. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, VA, 1987.
30. Harwood, D. W. and J. C. Glennon. Passing Sight Distance Design for Passenger Cars and Trucks. In *Transportation Research Record 1208*. TRB, National Research Council, Washington, DC, 1989.
31. Harwood, D. W., J. M. Mason, W. D. Glauz, B. T. Kulakowski, and K. Fitzpatrick. *Truck Characteristics for Use in Highway Design and Operation*. FITWA-RD-89-226. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, VA, August 1990.
32. Harwood, D. W., J. M. Mason, R. E. Brydia, M. T. Pietrucha, and G. L. Gittings. *National Cooperative Highway Research Program Report 383: Intersection Sight Distance*. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, 1996.
33. Harwood, D. W., D. J. Torbic, K. R. Richard, W. D. Glauz, and L. Elefteriadou. *National Cooperative Highway Research Program Report 505: Review of Truck Characteristics as Factors in Roadway Design*. NCHRP Transportation Research Board, Washington DC, 2003.

34. Harwood, D. W., D. K. Gilmore, K. R. Richard, J. M. Dunn, and C. Sun. *National Cooperative Highway Research Program Report 605: Passing Sight Distance Criteria*. NCHRP, Transportation Research Board, Washington DC, 2007.
35. Hassan, Y., S. M. Easa, and A. O. Abd El Halim. Passing Sight Distance on Two-Lane Highways: Review and Revision. *Transportation Research Part A*, Vol. 30. No. 6. 1996.
36. Hayhoe, G. F. and J. G. Grundmann. *Review of Vehicle Weight/Horsepower Ratio as Related to Passing Lane Design Criteria*. Final Report of NCHRP Project 20-7(10), Pennsylvania State University, University Park, PA, October 1978.
37. Huff, T. S. and F. H. Scrivner. Simplified Climbing-Lane Design Theory and Road-Test Results. *Bulletin 104*. Highway Research Board, Washington, DC, 1955. pp. 1-11.
38. ITE. *Truck Escape Ramps, Recommended Practice*, Institute of Transportation Engineers, Washington, DC, 1989.
39. Johansson, G. and K. Rumar. Drivers' Brake Reaction Times. In *Human Factors*, Vol. 13. No. 1. February 1971. pp. 23-27.
40. King, G. F. and H. Lunenfeld. National Cooperative Highway Research Program Report 123: Development of Information Requirements and Transmission Techniques for Highway Users. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, 1971.
41. Leisch, J. E. Application of Human Factors in Highway Design. Unpublished paper presented at AASHTO Region 2 meeting, June 1975.
42. Mac Adam, C. C., P. S. Fancher, and L. Segal. *Side Friction for Superelevation on Horizontal Curves*. FHWA-RD-86-024. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, VA, August 1985.
43. Maryland Department of Transportation. *Advisory Speeds on Maryland Roads*. Brudis and Associates, Inc., Maryland Department of Transportation, Office of Traffic and Safety, Hanover, MD, August 1999.
44. Massachusetts Institute of Technology. *Report of the Massachusetts Highway Accident Survey*, CWA and ERA project Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1935.
45. McGee, H. W., W. Moore, B. G. Knapp, and J. H. Sanders. *Decision Sight Distance for Highway Design and Traffic Control Requirements*. FHWA-RD-78-78. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, VA, February 1978.
46. Moyer, R. A. Skidding Characteristics of Automobile Tires on Roadway Surfaces and Their Relation to Highway Safety. *Bulletin No. 120*. Iowa Engineering Experiment Station, Ames, IA, 1934.
47. Moyer, R. A. and D. S. Berry. Marking Highway Curves with Safe Speed Indications. *Proceedings HRB*, Vol. 20. Highway Research Board, Washington, DC, 1940. pp. 399-428.
48. Normann, O. K. Braking Distances of Vehicles from High Speeds. *Proceedings HRB*, Vol. 22. Highway Research Board, Washington, DC, 1953. pp. 421-436.
49. Potts, I. B. and D. W. Harwood. National Cooperative Highway Research Program Research Results Digest 275: Application of European 2+1 Roadway Designs. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, April 2003.
50. Raymond, Jr., W. L. Offsets to Sight Obstructions Near the Ends of Horizontal Curves. In *Civil Engineering*, ASCE, Vol. 42. No. 1. January 1972, pp.71-72.
51. Robinson, G. P., D. J. Erickson, G. L. Thurston, and R. L. Clark. Visual Search by Automobile Drivers. In *Human Factors*, Vol. 14. No. 4. August 1972, pp. 315-323.

52. Schwender, H. C., O. K. Nermann and J. O. Granum. New Method of Capacity Determination for Rural Roads in Mountainous Terrain. In *Highway Research Board Bulletin 167*. Highway Research Board, Washington, DC, 1957, pp. 10-37.
53. Shortt, W. H. A Practical Method for Improvement of Existing Railroad Curves. *Proceedings Institution of Civil Engineering*, Vol. 76. Institution of Civil Engineering, London, UK, 1909, pp. 97-208.
54. SHRP. *Design Guidelines for the Control of Blowing and Drifting Snow*. Strategic Highway Research Program, National Research Council, 1994.
55. Smith, B. L. and Lamm, R. Coordination of Horizontal and Vertical Alignment with Regard to Highway Aesthetics. In *Transportation Research Record 1445*. TRB, National Research Council, Washington DC, 1994.
56. Standard Practice Committee of the IESNA Roadway Lighting Committee. *American Standard Practice for Roadway Lighting*. ANSI/EISNA RP-8-00. Illuminating Engineering Society of North America, New York, NY, 2000 or most current edition.
57. Standard Practice Committee of the IESNA Roadway Lighting Committee. *American Standard Practice for Tunnel Lighting*. ANSI/IESNA RP-22-05. Illuminating Engineering Society of North America New York, NY, 2005 or most current edition.
58. Standard Practice Committee of the IESNA Roadway Lighting Committee. *Design Guide for Roundabout Lighting*. ANSI/IESNA DG-19-08. Illuminating Engineering Society of North America, New York, NY, 2008 or most current edition.
59. Standard Practice Committee of the IESNA Roadway Lighting Committee. *Design Guide for Toll Plaza Lighting*. ANSI/IESNA DG-23-08. Illuminating Engineering Society of North America, New York, NY, 2008 or most current edition.
60. Stonex, K. A. and C. M. Noble. Curve Design and Tests on the Pennsylvania Turnpike. *Proceedings HRB*, Vol. 20. Highway Research Board, Washington, DC, 1940. pp. 429-451.
61. Taragin, A. Effect of Length of Grade on Speed of Motor Vehicles. *Proceedings HRB*, Vol. 25. Highway Research Board, Washington, DC, 1945. pp. 342-353.
62. TRB. *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, 2010 or most current edition.
63. Tunnard, C. and B, Pushkarev. *Man Made America: Chaos or Control?* Yale University Press, New Haven, CT, 1963.
64. USFS. Roads. Chapter 4 in *National Forest Landscape Management*, Vol. 2. U. S. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, March 1977.
65. Walton, C. M. and C. E. Lee. *Speed of Vehicles on Grades*. Research Report 20-1F. Center for Highway Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, August 1975.
66. Western Highway Institute. *Offtracking Characteristics of Trucks and Truck Combinations*. Research Committee Report No. 3. Western Highway Institute, San Francisco, CA, February 1970.
67. Willey, W. E. Survey of Uphill Speeds of Trucks on Mountain Grades. *Proceedings HRB*, Vol. 29. Highway Research Board, Washington, DC, 1949. pp. 304-310.
68. Witheford, D. K. National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 178: Truck Escape Ramps. NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, May 1992.

ANEXO 1T1 – NOVEDADES EN CAPÍTULOS 1, 2 Y 3 DEL LV

Capítulo 1 – Funciones del Camino

- Énfasis sobre la consideración del contexto del área del proyecto por parte del diseñador
- Destaca la flexibilidad de que se dispone para promover la elección de los criterios de diseño:
 - De acuerdo con el contexto del proyecto
 - Necesidades y valores de la comunidad
 - Respecto de limitaciones económicas

Cambio en las Características Funcionales

- Rural: “Los arteriales menores constituyen caminos que deberían proveerse para velocidades de viaje relativamente altas e interferencia mínima mediante el movimiento **coherente con el contexto de la zona del proyecto y teniendo en cuenta el rango o variedad de usuarios**”.
- Urbano: “Para instalaciones en la subclase de otros arteriales principales en zonas urbanas, la movilidad suele equilibrarse con la necesidad de dar acceso directo, **así como la necesidad de acomodar peatones, ciclistas y usuarios del transporte**”.

Diseño Sensible al Contexto

- “El primer paso en el proceso de diseño es definir la función a la que sirve el camino y el **contexto de la zona del proyecto**”.
- “... el proyectista debería tener en mente el propósito general al que está destinado a servir la calle o camino, **así como el contexto de la zona del proyecto**”.
- “Se espera que los arteriales proporcionen un alto grado de movilidad para viajes más largo. Por lo tanto, deberían dar tan alta velocidad de operación y nivel de servicio **como sea práctico en el contexto del área de proyecto**”.

Contexto de la zona y Niveles de Desarrollo

El contexto de la zona categoriza a un corredor vial por los usos típicos de la tierra y las intensidades de desarrollo en lugar de simplemente “urbano” o “rural”



Capítulo 2 – Controles y Criterios de Diseño

Vehículo de Diseño

- Añadido SU-40 camión unidad simple (3 ejes)
- Eliminado WB-50 camión semirremolque y sustituido por WB-62
- Añadido WB-92B – Doble Montaña Rocosa

Velocidad Directriz

- Selección de la velocidad directriz: “cuando sea posible, para los elementos específicos de diseño debería utilizarse el criterio de valores de diseño por encima del mínimo, sobre todo en caminos de alta velocidad. En los de baja velocidad, usar el criterio de valores de diseño por encima del mínimo puede fomentar viajes a velocidades superiores a la velocidad directriz.”

El Peatón

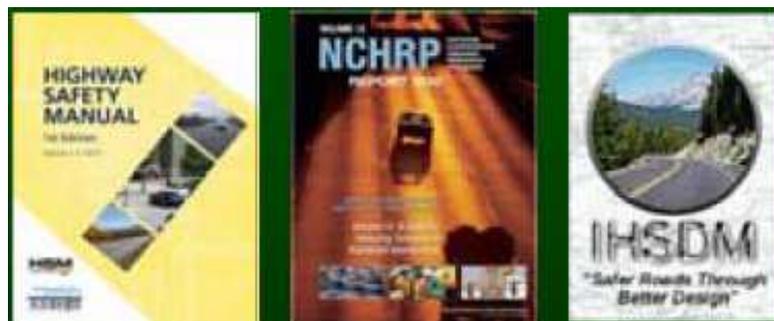
- Se cambió la velocidad de marcha de peatones para ser compatible con el MUTCD (3.8 km/h, para espacio peatonal (no caminar) y el tiempo total de cruce peatonal sobre la base de 3.3 km/h
- Referencias añadidas a PROWAG (*Public Right-of-Way Accessibility Guidelines*, Directrices de Derecho-de-Vía para Accesibilidad Pública)

Operaciones de Tránsito

- Principios para grados aceptables de congestión -contenido eliminado (Referencias al Manual de Capacidad de Caminos TRB)
- Niveles de Servicio Multimodales en MCC 2010
- Consideración para mayores relaciones peso-potencia de camiones y perfil de velocidad de cálculo

Seguridad

- Referencias a “Seguridad” se cambiaron a “frecuencia y gravedad de choque”
- Recursos de Seguridad actualizados al Manual de Seguridad Vial de AASHTO (HSM), la serie de Informes NCHRP Report 500. y el IHSDM (*The Interactive Highway Safety Model*, Modelo Interactivo de Seguridad Vial)

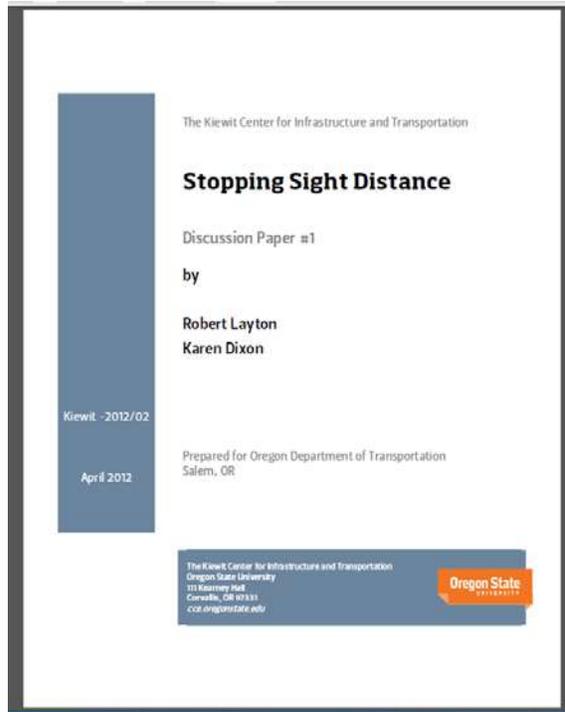


Capítulo 3 – Elementos de Diseño

- Tablas de Distancia Visual de Detención con aclaración si es a nivel, clima húmedo, o en pendiente
- Distancia Visual de Adelantamiento para Caminos de dos carriles revisada sobre la base del Reporte 605 de NCHRP, coherente con el MUTCD
- Tratamiento de mayor altura del objeto en el criterio para medir la distancia visual en lugar de tratar su necesidad
- Tasa de flujo óptima para carril de adelantamiento y agregado de valores de longitud de diseño
- Agregado de orientación para el diseño de Caminos 2+1. sobre la base del Digesto 275 de NCHRP
- Método revisado para la “Longitud de la cuña de caída de carril” para que las secciones de carril de adelantamiento sean coherentes con MUTCD
- Control de diseño para curvas verticales convexas actualizadas sobre la base de la distancia visual de adelantamiento
- Iluminación – actualizada para ajustarse a la Guía de Iluminación de Caminos de AASHTO y publicaciones IESNA
- Tratamiento de drenaje, cercos y barreras acústicas trasladado al Capítulo 4

ANEXO 2T1 - COMPARACIÓN T1 LVT – C1C2C3 / A10

- Como lo hace desde la 4ª Edición del 2001. la 6ª Edición del 2011 sigue proponiendo el poco convincente cálculo de la distancia visual de detención suponiendo fricción longitudinal 0.35 constante, independiente de la velocidad inicial del frenado, y el modelo de cálculo de las longitudes de las curvas verticales convexas adoptando una llamada 'altura de objeto' $h_2 = 0.6$ m, en lugar del valor anterior 0.15, con una **reducción resultante de K y L del orden de la mitad, en el rango de velocidades entre 80 y 120 km/h** en relación con la 3ª Edición de 1994 y anteriores.
- En la A10 se siguió adoptando fricción longitudinal variable en función lineal decreciente de la velocidad inicial de frenado, y el h_2 no se la consideró 'altura de objeto', sino una sensible *variable de ajuste* para que las longitudes y valores K de las curvas verticales convexas en función de la velocidad directriz resultaran del orden de las experimentadas como razonablemente seguras por la DNV: Operación diurna 0.3 m (abs) / 0.15 m (normal) / 0 m (deseable); Operación nocturna 0.6 m.
- Una diferencia importante es la forma de distribuir el peralte entre la condición de fricción lateral nula para la velocidad media de marcha y la *condición crítica para casos extremos* (radio mínimo absoluto) de peralte práctico máximo y fricción lateral máxima. Mientras DNV 67/80 y el LV desarrollan una objetable *transición gradual* entre una condición cómoda y segura (fricción lateral nula para la mayoría del tránsito) y otra crítica para casos extremos, en la A10 se extiende el concepto que se atiende a la mayor comodidad y seguridad del tránsito mayoritario hasta el peralte máximo (radio mínimo deseable) y en casos extremos se tolera el rango entre los radios mínimos deseable y absoluto con mantenimiento del peralte práctico máximo y la variación de la fricción hasta su valor máximo para la velocidad directriz.
- Otras comparaciones de conceptos y uso de elementos geométricos (visibles) se formulan en anexos al final de los tres tomos en que se dividió la traducción del LV.

ANEXO 3T1 – DISTANCIA VISUAL DE DETENCIÓN

Centro Kiewit
Infraestructuras y Transporte

<http://kiewit.oregonstate.edu/pdf/12-2-stopping-sight-distance.pdf>

Distancia visual de detención

Documento de Trabajo N° 1

Robert Layton

Karen Dixon

Kiewit -2012/02

Para el Oregon DOT

Salem, OR

Abril 2012

Oregón State

UNIVERSIDAD

111 Kearney Salón Corvallis, OR 97331

cce.oregonstate.edu

RENUNCIA

Este trabajo presenta resultados de investigación y puntos de vista de los autores. En gran medida se basa en información preparada previamente para el Departamento de Transporte de Oregón (ODOT) en el documento de debate 8ª, “Distancia Visual de Detención y Distancias Visuales de Decisiones”, ODOT, del Dr. Robert D. Layton, Centro Kiewit de Infraestructuras y Transporte, Universidad Estatal de Oregón, septiembre de 2004.

OBJETIVO GENERAL

Este y otros documentos se prepararon para dar antecedentes, mejorar la comprensión, y estimular la discusión entre individuos que representan una variedad de grupos y organismos interesados en los caminos de Oregón.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Resumir la bibliografía y conocimientos tradicionales en relación con la distancia visual de detención.
- Resumir la investigación y el estado actual de la técnica sobre los factores y elementos del comportamiento del conductor y las operaciones de tránsito que afectan a la distancia visual de detención.
- Revisar los criterios actuales de distancia visual de detención en el contexto de la administración de accesos.
- Identificar cuestiones y problemas con respecto a los apropiados criterios y uso de la distancia visual de detención para la administración de accesos.

1 RESUMEN

1.1 Antecedentes

Incluyendo las intersecciones, la operación segura de todos los caminos requiere considerar tres elementos principales para operaciones viales seguras: conductor, vehículo y camino. Es necesario definir criterios de distancia visual apropiada para comprender y examinar cada uno de estos elementos. Los factores humanos asociados con el rendimiento del conductor deben tener en cuenta las capacidades físicas e influencias psicológicas. El tamaño, peso y capacidad de frenado de los vehículos son de especial importancia para la operación segura y detención de los vehículos. Las características del diseño geométrico vial, los obstáculos a los costados de los caminos, condiciones de la superficie del pavimento y condiciones climáticas afectan la seguridad del camino, y los requerimientos de distancia visual. Cada uno de estos elementos y sus interacciones regulan el desarrollo y especificaciones de los criterios y normas de la distancia visual.

Determinar la distancia visual de detención requiere definir y considerar siete variables de diseño:

Factores primarios de la distancia visual de detención

- Tiempo de percepción - reacción
- Altura de los ojos del conductor
- Altura del objeto
- Velocidad de operación del vehículo
- Coeficiente de fricción del pavimento
- Tasas de desaceleración
- Pendiente del camino

Un importante estudio sobre distancia visual de detención fue publicada como NCHRP Informe 400, "Determinación de la Distancia Visual de Detención" (1), donde se recomendaron modificaciones a las políticas de los Libros Verdes de AASHTO para las ediciones 4ª-2001, 5ª-2004 y 6ª-2011 (2, 3, 4).

La mayoría de los cambios recomendados por el Informe 400 del NCHRP Informe se incluyeron en el Libro Verde 2001. Sin embargo, **varios departamentos de transporte estatales (DOT) optaron por retener el criterio de altura de objeto de 15 cm, según los Libros Verdes de ediciones 2ª-1990 y 3ª-1994, en lugar de aceptar el impacto significativo debido al cambio en la altura de los objeto, de 15 cm a 60 cm, para la distancia visual de detención** (5,6,7).

1.2 Contenido

Este documento de trabajo resume la bibliografía, normas y conocimiento tradicional sobre la distancia visual de detención. El énfasis principal de esta discusión se pone en el comportamiento del conductor y en las condiciones de la operación de tránsito que influyen en la distancia necesaria para que los conductores detengan o maniobren sus vehículos con seguridad.

La discusión incluye información extraída de las políticas, normas e investigaciones en curso. Las fuentes principales de las políticas y normas son la Política AASHTO sobre Diseño Geométrico, 1990 Edición (unidades inglesas), 1994 Edición (unidades métricas) y la edición de 2001 (dos unidades), y el Manual de Diseño Vial de Oregón.

Las normas y criterios para la distancia visual de detención evolucionaron desde la década de 1920. Los cambios en los tamaños y características de funcionamiento de los vehículos, la experiencia y comportamiento del conductor y la tecnología de camino causan una continua evolución de las políticas y normas de distancia visual.

1.3 Cuestiones

Prácticamente, los criterios de distancia visual repercuten en todos los elementos de diseño vial, en muchos elementos de operación/control y en la puesta en práctica de la administración de acceso. Las características de diseño geométrico del camino, la presencia de obstáculos a los costados y el estado de la superficie del pavimento están conectados con los requerimientos de la distancia visual. La naturaleza de los controles de tránsito y su ubicación deben tener en cuenta los requisitos de distancia visual. A veces, los efectos de las condiciones del flujo de tránsito, tales como las colas de tránsito, deben verse desde una distancia suficiente como para detenerse con seguridad. La provisión de accesos laterales y cruces peatonales debe asegurar una segura distancia de detención.

La distancia visual de detención adecuada debe proporcionarse en el 100% de la red de caminos y autopistas, por lo que un conductor con la altura de ojos estándar pueda ver un objeto de altura estándar con tiempo suficiente como para detenerse con seguridad. Esto supone un cierto nivel de estado de alerta por parte del conductor y ninguna influencia agregada sobre la percepción y reacción del conductor debida a la complejidad del tránsito, control y condiciones ambientales locales. Algunas investigaciones indicaron que el comportamiento del conductor, expectativas y estado de alerta, cambian con el tipo de zona y con las condiciones de operación.

La determinación de la distancia visual de detención requiere la definición de seis de las siete variables primarias de diseño listadas arriba. No es necesario especificar la tasa de desaceleración ni un coeficiente de fricción de diseño porque ambos *miden* la tasa requerida de lentificación del vehículo.

Bajo ciertas condiciones, la complejidad añadida del tránsito, actividades locales y expectativa del conductor pueden requerir tiempos más largos para acomodar largos tiempos de percepción - reacción, debido a la complejidad de la situación, expectativas y estado de alerta, y a la distancia más larga para maniobras normales de cambio de carril, cambio de velocidad y cambio de trayectoria, o para detención. Las normas actuales para distancia visual de detención toman en cuenta estos factores. Estos mayores tiempos de percepción - reacción y distancias más largas de maniobra son acomodados por la *distancia visual de decisión*, la cual se aplica donde el conductor deba abordar numerosos conflictos: peatones, distintos tipos de vehículos, características de diseño, control complejo, uso intenso del suelo, y condiciones topográficas. La distancia visual de detención se aplica donde solo un obstáculo debe ser visto y tratado en el camino. La distancia visual de decisión es diferente para condiciones urbanas o rurales, y para las maniobras, que van desde detenerse, hasta cambiar de velocidad, trayectoria o dirección en la corriente de tránsito.

En el contexto de la distancia visual de detención, una diferencia clara con la distancia visual de detención puede ser necesaria para evitar que un vehículo se vea obligado a detenerse por alguna condición de tránsito, tal como una cola de vehículos, o conflictos al costado del camino, como congestión en un acceso a propiedad.

En vista de la complejidad y variaciones en la expectativa de los conductores para situaciones asociadas con la administración de accesos, en general la distancia visual de decisión es un requerimiento más lógico para muchas situaciones de administración de acceso que para la distancia visual de detención, tal como se la define actualmente. La distancia visual de decisión se trata en un documento complementario, "Distancia visual de decisión: *A Discussion Paper*", Kiewit - 2012/03, OSU, marzo de 2012:

<http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:zFyZ4yf2kqQJ:kiewit.oregonstate.edu/pdf/12-3-decision-sight-distance.pdf+&cd=1&hl=es-419&ct=clnk&gl=ar>

1.4 La distancia visual de detención como medida de diseño y de administración de acceso

La distancia visual de detención se requiere a lo largo de todo el camino, para ver un objeto en la calzada con distancia suficiente como para detenerse con seguridad antes de alcanzarlo. Típicamente se requiere en todas las intersecciones no controladas por PARE o CE-DA. Se requiere en todos los cruces peatonales.

Lógicamente, para la administración de acceso la distancia visual de detención debe requerirse en todas las aproximaciones a un acceso a propiedad para los vehículos que entran, a la altura de luces de faros delanteros; o que salen, a la altura de los faros traseros. La distancia visual de detención también se usó como un criterio para un espaciamiento seguro de los accesos a propiedad en arteriales principales.

1.5 Preguntas por responder

La selección y la aplicación de un criterio de distancia visual requieren responder a una serie de preguntas; las cuestiones más importantes son:

1. Para definir la desaceleración de los vehículos, ¿debe usarse un coeficiente de fricción seguro o una tasa de desaceleración aceptable? ¿Qué tasas de desaceleración están implicadas por el coeficiente de fricción usado para diseñar? ¿Qué tasas de desaceleración son típicas y cómodas para los conductores? ¿Qué tasas de desaceleración son aceptables para detener a los camiones?
2. ¿Qué altura de ojos debe usarse para distancia visual de detención? ¿Qué proporción de los conductores debe representar el criterio de altura de ojos? ¿Qué altura de ojos debe usarse para los camiones?
3. ¿Es razonable un objeto de 60 cm para evaluar la distancia visual de detención? La altura del objeto, ¿debe ser diferente para la distancia visual de decisión? **La altura del objeto, ¿debe ser diferente para algunas situaciones donde se requiera distancia visual de detención, tal como en los pasos peatonales?**
4. Los camiones, ¿deben tratarse específicamente o se debe asumir una mayor altura de los ojos para compensar la mayor distancia de detención requerida?
5. **La distancia visual de detención, ¿debe basarse en la velocidad directriz, velocidad de marcha o variar de acuerdo con las condiciones?**
6. **Los tiempos de percepción - reacción especificados en el Libro Verde de AASHTO, ¿deben aceptarse o deben especificarse de acuerdo con la situación con la situación?**

2 TIEMPOS DE PERCEPCIÓN - REACCIÓN

2.1 Proceso PIEV

A menudo, el tiempo de percepción - reacción para un conductor se divide en cuatro componentes asumidos formar el tiempo de percepción/reacción. Estos se conocen como el tiempo o proceso PIEV.

Proceso PIEV

| | |
|---------------|--|
| • Percepción | tiempo para ver o discernir un objeto o suceso |
| • Intelección | tiempo para entender las implicaciones de la presencia de objeto o suceso |
| • Emoción | momento para decidir cómo reaccionar |
| • Volición | tiempo para iniciar la acción; por ejemplo, tiempo para aplicar los frenos |

2.2 Tiempo de percepción - reacción de diseño actual

La investigación de los factores humanos define los tiempos de percepción - reacción (2, 3, 4, 5, 6) para:

- Diseño 2.5 s
- Operaciones/control 1 s

Estos tiempos de percepción - reacción se basan en el comportamiento observado para el conductor del 85° percentil; es decir, el 85% de los conductores podría reaccionar en ese tiempo o menos. Las investigaciones más recientes mostraron que estos tiempos son conservadores para diseñar (9, 10, 11, 12).

Wortman y Mathias (9) informaron los tiempos de percepción - reacción para condiciones de "sorpresa" y "alerta". El tiempo de percepción - reacción se midió después de la indicación amarilla hasta que aparecieron las luces de freno, y fue en ambiente urbano.

Según la investigación de Wortman y otros:

- 85% tiempo *alerta* de percepción - reacción 0.9 s
- 85% tiempo *sorpresa* de percepción - reacción 1.3 s

2.3 Investigación del tiempo percepción - reacción

Estudios recientes comprobaron la validez de 2.5 segundos como el tiempo de percepción - reacción. Cuatro estudios recientes mostraron máximos de 1.9 segundos como tiempo de percepción - reacción para un 85° percentil, y alrededor de 2.5 segundos como tiempo del 95° percentil 95 (9, 10, 11, 12).

Tabla 1. Estudios de tiempos de reacción al frenado

| | 85° | 95° |
|----------------|------|------|
| Gazis et al. | 1.48 | 1.75 |
| Wortman et al. | 1.80 | 2.35 |
| Chang et al. | 1.90 | 2.50 |
| Sivak y col. | 1.78 | 2.40 |

Fuente: (9, 10, 11, 12)

2.4 Tiempos de percepción - reacción por tipo de camino

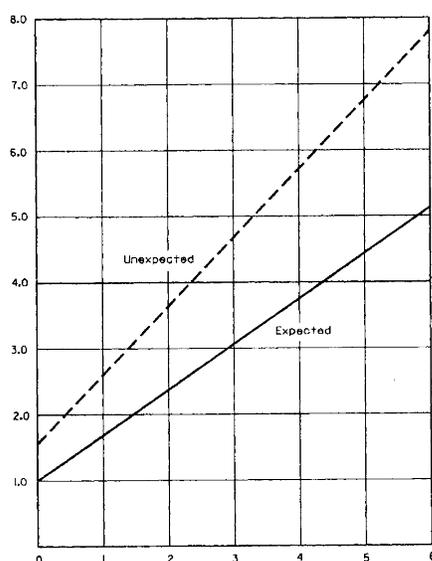
Algunos investigadores sugirieron que la percepción - reacción debe reflejar la complejidad de las condiciones del tránsito, la expectativa de los conductores y el estado del conductor. Sugieren que los tiempos de percepción - reacción se pueden alterar consecuentemente, como se muestra en la Tabla 2 (12).

Tabla 2. Tiempos de percepción - reacción considerando complejidad y estado del conductor

| Estado conductor | Complejidad | Alerta | Baja | Alta | Tiempo p-r |
|------------------------------------|-------------|----------|----------|------|------------|
| Camino bajo volumen | | Alerta | Baja | | 1,5 s |
| Camino rural primario dos-carriles | | Fatigado | Moderada | | 3,0 s |
| Arterial urbano | | Alerta | Alta | | 2,5 s |
| Autopista rural | | Fatigado | Baja | | 2,5 s |
| Autopista urbana | | Fatigado | Alta | | 3,0 s |

Fuente: (12)

2.5 Política AASHTO 2011 sobre tiempos de reacción al frenado



La base de los tiempos de percepción - reacción de diseño, o “tiempos de reacción al frenado” en la Política 2011 AASHTO sobre Diseño Geométrico se refiere a la investigación de Johannson y Rumar para eventos esperados e inesperados (4,13). Este estudio se basó en datos recogidos de 321 conductores. Se usó la Figura 1 para el conductor percentil 85° para determinar los tiempos de percepción - reacción de diseño para eventos inesperados y esperados.

Figura 1. 85° Percentil de tiempo de percepción - reacción de conductor versus tipo de información

Fuente: (6)

Para la distancia visual de detención de un suceso inesperado (evento), tal como un obstáculo en el centro de la calzada, se correspondería con 1 bit de información, y daría un tiempo de percepción - reacción de 2.7 s. Se estableció un valor de cálculo de 2.5 segundos que comprendería al 85% de los conductores.

El tiempo de percepción - reacción para control del tránsito correspondería a 0 bits de información, ya que el conductor vería y entendería la presencia del semáforo, esperaría por un cambio de su indicación. Esto se traduce en un tiempo de percepción - reacción de 1 segundo para la condición esperada. Un estudio indicó un promedio de tiempo de percepción - reacción en condición alerta de 0.64 s, con 5% de los conductores que requieren más de 1 segundo (14).

También hay referencias de Informes NCHRP 600^a, 600B y 600C que tratan la consideración de los factores humanos para los sistemas viales (15, 16, 17).

La apreciación y la comprensión de los factores humanos, el comportamiento del conductor y habilidades se necesitan para determinar los criterios de distancia visual. Las habilidades físicas y limitaciones psicológicas de los conductores impactan estos criterios, y deben revisarse aquí para obtener la perspectiva.

2.6 Tiempos de percepción - reacción para el conductor anciano

No se encontraron tiempos de percepción - reacción para conductores ancianos significativamente más largos que para el conductor más joven promedio. Sin embargo, los cambios en las capacidades físicas y cognitivas de los ancianos podrían tener un impacto significativo en su capacidad para comprender las condiciones, y reaccionar de manera segura. En consecuencia, **AASHTO recomienda utilizar un tiempo de percepción - reacción de diseño de 3 segundos** (18).

3 FACTORES HUMANOS

3.1 Acuidad visiva

El principal estímulo para la operación y control de la seguridad de los vehículos es la vista del ojo. La composición física del ojo y su funcionamiento constituyen los límites que deben considerarse al desarrollar los criterios de distancia visual.

Acuidad visiva

| | |
|-----------|--|
| Cono 3-4° | Mejor visión - puede ver la textura, forma, tamaño, color, etc. |
| Cono 10° | Visión clara - los dispositivos de control de tránsito críticos deben estar en este cono |
| Cono 20° | Visión satisfactoria - el control del tránsito de reglamentación y de advertencia dispositivos deben ser este cono de visión |
| Cono 90° | Visión periférica - sólo movimiento se puede ver con esta visión |

Los conductores centran su atención hacia el camino en el cono de visión clara en 3 a 4 veces la distancia de detención. Luego cambian su visión hacia la derecha e izquierda para mantener la huella de las condiciones del tránsito, actividades de peatones y locales. El tiempo de movimiento de los ojos incluye el tiempo necesario para un conductor a cambio y aproximación sus ojos en un objeto.

Tiempo movimiento ojo

Cambio a nueva posición 0.15-0.33 s

Fijar o centrarse en objeto 0.1-0.3 s

Se tarda unos 0.5 s para un conductor cambie y aproximación los ojos. Por lo tanto, un ciclo completo a la derecha y vuelta a la izquierda tardará alrededor de 1 s. Si hay reflejo, se tarda 3 s para recuperar la agudeza visual completa y unos 6 segundos para recuperarse de condiciones brillantes a oscuras.

3.2 Capacidad visual del conductor anciano

Para los conductores mayores de 65 años, la agudeza visual estática promedio cae a 20/70 (19). La capacidad para ver los detalles de señales, marcas y características geométricas se rige por la agudeza visual estática del conductor, la cual depende del fondo, brillo, contraste y tiempo de visualización.

La agudeza visual dinámica es la capacidad de resolver los detalles de un objeto en movimiento; se ve disminuida al aumentar la velocidad del objeto. Sin embargo, mejora a medida que el tiempo de visualización, la iluminación y la familiaridad aumentan (20). La agudeza visual dinámica relacionada con la participación en choques es independiente de la edad. Sin embargo, hay un deterioro gradual de la agudeza visual dinámica con la edad.

La sensibilidad al contraste es la capacidad de los conductores para analizar la información de contraste y ver los patrones en el campo visual. En un estudio de M. S. Horswill, y otros, (21) se encontró que el tiempo de percepción - reacción de riesgo aumenta significativamente con la pérdida de la sensibilidad al contraste. La sensibilidad al contraste es más importante que la agudeza visual durante la noche para la segura conducción y operación. Los conductores ancianos tienen menor sensibilidad al contraste que los conductores más jóvenes.

La investigación halló reducida sensibilidad al contraste y la agudeza visual estática en los conductores ancianos cuando hay deslumbramiento (18). La capacidad de evaluar la distancia o la percepción de profundidad por el cambio desde vista cerca a lejana se pierde en los conductores ancianos por el endurecimiento de la lente óptica (cristalino) y el debilitamiento del músculo ocular. Esto resulta en la incapacidad de los ancianos para juzgar las velocidades de los vehículos que se aproximan, valorar los intervalos entre vehículos y determinar la distancia a las características en el costado del camino. Estas pérdidas en la capacidad son críticas para girar a la izquierda y cruzar a través del tránsito de forma segura.

Prácticamente todas las medidas de visión se deterioran con niveles más bajos de iluminación. Menos iluminación es especialmente problemática para el conductor anciano. Los conductores de 75 años necesitan alrededor de 32 veces más iluminación para ver bien que a los 25 años (18).

3.3 Capacidad de memoria de trabajo

La *capacidad de memoria de trabajo* se refiere a la capacidad cognitiva mutua para procesar información nueva mientras se almacena y analiza información conocida; es la cantidad de información que un conductor puede recibir y procesar a la vez. Se considera que en los ancianos es menor que la de los conductores más jóvenes; para definir su capacidad típica se aplica una *regla de oro* que estima siete elementos: 1) alto volumen, 2) arteriales de alta velocidad, 3) múltiples puntos de acceso, 4) numerosos conflictos, 5) aberturas mediana, 6) control peatonal, y 7) control de tránsito

Ellos pueden dar una carga de trabajo que cuantifica la capacidad de memoria de trabajo. Al aumentar las velocidades y volúmenes, los conductores prestan menos atención a las actividades en la periferia de los costados del camino, por lo que las características de administración de acceso requieren tiempos de percepción – reacción más largos.

La atención a la tarea de conducir es muy importante para una conducción segura. Se estimó que el 25-50% de los accidentes resultan de falta de atención (22). La atención selectiva requiere seleccionar la información más importante entre el volumen de información que se presenta. La selección y el uso adecuado de la información crítica son fundamentales para una conducción segura. Los conductores ancianos tienen más dificultades para seleccionar la información crítica, y necesitan más tiempo para procesarla. Para limitar la carga de trabajo del conductor a niveles aceptables, donde las condiciones sean complejas, las velocidades y volúmenes altos, y los conflictos numerosas, se debe tener cuidado en dar visualización adecuada y correspondiente tiempo de respuesta.

3.4 La mente humana es un procesador secuencial

Los seres humanos son procesadores secuenciales; es decir, los conductores muestrean, seleccionan y procesan la información de un elemento a la vez, aunque muy rápidamente. Así, las situaciones complejas crean condiciones inseguras o ineficaces, ya que toma mucho tiempo para que los conductores muestrean, seleccionen y procesen la información, por lo que a medida que aumenta la complejidad debe disponer de un tiempo de percepción - reacción más largo. En conjunto, las limitaciones de la agudeza visual, las restricciones visuales por la recuperación de resplandor/oscuridad, y la complejidad de las condiciones del tránsito requieren tiempos de percepción - reacción o de decisión más largos.

3.5 Expectativas del conductor

Los conductores son llevados a esperar una condición de operación particular sobre la base de la información presentada a ellos, quienes usan información formal e informal.

- Información formal - incluye los dispositivos de control de tránsito y características principales de diseño geométrico, pero no incluye las características de los costados camino, tales como líneas de cunetas, barandas y demás mobiliario urbano.
- Información informal - incluye características de los costados del camino y del uso del suelo adyacente, tales como líneas de cercos vivos, árboles, vallas y señales informativas. Incluye toda la información que no es formal.

Los conductores desarrollan expectativas sobre cómo conducir por un camino mediante la experiencia, formación y hábito. A veces estas expectativas están erradas porque usan información informal inadecuada, o información formal incorrecta, de mensajes contradictorios. A menudo, la información en un lugar es conflictiva, y los conductores familiarizados con el lugar leerán las condiciones de tránsito de manera diferente que los conductores foráneos. **Por ejemplo, un error de conducción debido a la expectativa del conductor puede ocurrir cuando la ubicación de las juntas del pavimento (información informal) está en conflicto con las marcas del carril (información formal).** Un conductor puede ver y seguir las juntas del pavimento en lugar de las líneas del pavimento, sobre todo en noches oscuras y húmedas.

Es necesario incrementar el tiempo de percepción - reacción para dar tiempo a los conductores a tomar la decisión correcta cuando la información y la expectativa del conductor estén en conflicto.

Las condiciones de tránsito varían dramáticamente en los caminos principales y, en consecuencia, la información que reciben los conductores de otros vehículos y condiciones del tránsito está en cambio permanente. Por lo tanto, las condiciones de alto volumen y alta velocidad con el agregado de complejidad y mayor carga de trabajo del conductor requiere tiempos de decisión más largos y agravan los problemas derivados de la expectativa del conductor.

4 ALTURA DE LOS OJOS DEL CONDUCTOR

Las alturas de los ojos del conductor de diseño de AASHTO 2001, 2004 y 2011 (2, 3, 4) son:

| | |
|-------------|--------|
| Automóviles | 1.08 m |
| Camiones | 2.33 m |

Para diseñar, la altura de los ojos del automovilista se redujo con el tiempo al cambiar los tamaños y dimensiones de los vehículos. Hasta el 2000 fue de 1.07 m (1). Se redujo desde 1.68 m en 1920 a 1.15 m en 1965. Un cambio moderado en la altura de los ojos del conductor se traduce en un pequeño cambio en la distancia visual de detención y en la longitud requerida de las curvas verticales (25). Normalmente, la altura de los ojos de los camioneros no preocupa porque que es significativamente más alta. Se supone que la mayor altura de los ojos de los camioneros compensa su más larga distancia visual de detención. Sin embargo, la altura de los ojos de los camioneros puede ser un problema donde la distancia visual de detención esté controlada por el alineamiento horizontal, tales como taludes de corte, u otras obstrucciones visuales verticales, como un seto, ramas colgantes o señales. Los valores típicos de la altura de los ojos de los camioneros son de 1.82 a 2.86 m, con una altura promedio de 2.36 m; anteriormente se usó 2.4 m (26, 27).

El Informe *NCHRP Report 400* presenta resultados de *algunas* mediciones de altura de ojos para varios vehículos, Tabla 3 (1).

Tabla 3. Estadísticas actuales de altura de ojos

| | Automóviles | Vehículos multiusos * | Camiones pesados |
|---------------------|-------------|-----------------------|------------------|
| | m | m | m |
| Promedio | 1.15 | 1.48 | 2.45 |
| Desviación Estándar | 0.05 | 0.13 | 0.11 |
| 5° percentil | 1.06 | 1.26 | 2.30 |
| 10° percentil | 1.08 | 1.31 | 2.33 |
| 15° percentil | 1.09 | 1.33 | 2.34 |

* Camionetas, utilitarios, furgonetas, etc.

Fuente: (1)

Hubo indicios de que la altura de los ojos adoptada por AASHTO se reduciría a 1 metro, ya que el parque de automóviles continuó disminuyendo de altura. Sin embargo, el aumento del uso de camionetas, todo-terreno y furgonetas causó que aumentara la altura general de los ojos. El Informe NCHRP 400 recomienda una altura de los ojos de 1.08 m en lugar de 1.07 m.

En el Libro Verde de AASHTO 2001 se adoptó este cambio de la altura de los ojos de los automovilistas de 1.08 m, junto con una altura de ojo de los camioneros de 2.33 m, con un rango establecido de 1,8 a 2,6 m. Estas alturas recomendadas de los ojos se mantienen en el nuevo Libro Verde 2011 (2,4).

5 ALTURA DE OBJETO

Las alturas de objetos para distancia visual de detención (2, 3, 4) son:

| | |
|-----------------------------|--------------------------|
| AASHTO (2001, 2004 y 2011) | 60 cm |
| CALTRANS, ODOT, WSDOT (DVD) | 15 cm |
| Pavimento (DV) | 0 cm |
| Puntos de acceso | 60 cm (faros delanteros) |

Desde 1065 la altura del objeto utilizada para la distancia visual de detención fue de 15 cm. Los estándares requirieron que un conductor debe ser capaz de ver y detenerse antes de golpear un objeto de 15 cm de altura en todo el camino. Este valor arbitrario reconoció que el peligro de un objeto de esa altura o mayor de altura o más grande representaría, dado que el 30% de los vehículos compactos y subcompactos no podría traspasar un objeto de 15 cm (28). También se sugirió que la altura de objeto de 15 cm era un equilibrio racional entre la necesidad de ver el pavimento y el costo para dar esa distancia visual. Bajo algunas circunstancias, la altura de la luz trasera de 45 a 60 cm se reconoció como un objeto más apropiado para ser visto, en particular en cruces bajo nivel, donde un camión sería el vehículo de diseño con su altura de ojo. Un estudio de CALTRANS sobre distancia visual de carriles para vehículos de alta ocupación (VAO) halló una altura 85% de luz trasera de 76 cm.

La norma AASHTO 2001 para la altura del objeto aumentó a 60 cm sobre la base de la luz trasera de un coche y estadísticas de seguridad que no muestran una alta frecuencia de accidentes con objetos pequeños en el camino. Esto se mantiene en el nuevo Libro Verde 2011. CALTRANS, ODOT y WSDOT conservaron el 15 cm de altura del objeto, tanto para distancia visual de detención y de decisión, reconociendo todos los aspectos del diseño vial seguro, y la visibilidad provista por esta menor altura de 15 cm. La discusión de las implicaciones de seguridad por la utilización de un objeto de 60 cm de altura se da en el Apéndice A.

La altura del objeto en las intersecciones fue de 1.3 m, la misma requerida por la distancia visual de adelantamiento (5, 6). Este criterio supone que ser capaz de ver el techo de un automóvil es adecuada como altura de objeto para la distancia visual de intersección. Esto ignora la dificultad de distinguir la delgada astilla del techo del automóvil de otros objetos, en particular si coche es de color tono tierra. También ignora la dificultad de ver el coche en la noche con las luces delanteras a una altura de unos 60 cm, aun suponiendo cierta difusión de las luces hacia arriba. Una altura del objeto de 1.08 m, la norma AASHTO 2001 para distancia visual de adelantamiento daría un objetivo de 22-25 cm de altura, lo que aseguraría que un vehículo que se aproximara fuera visto. Cuando el objeto es el final de una fila u otros vehículos en la corriente de tránsito, la altura de objeto puede ser la altura del vehículo o la de la luz trasera.

Según el Informe NCHRP 400, la altura de la luz trasera no debe ser más baja que 38 cm, ni más alta que 1.83 m; se halló que la altura media era de 73 cm para los automóviles. Típicamente, esto resultaría en una altura de objeto de 46 a 76 cm. Para los vehículos que de noche entran en un camino, puede usarse una altura de faros delanteros de 60 cm. Según el Libro Verde 2001, la norma para la altura de objeto es 1.08 m para las distancias visuales de adelantamiento y de intersección; norma mantenida en las ediciones 2004 y 2011 (2, 3, 4).

La distancia visual de pavimento debe darse en las intersecciones canalizadas, en plataformas de giro, o donde el alineamiento tome una dirección inesperada. Esta distancia está dada por un altura de objeto nula.

En resumen:

| | <u>2001/04/11 AASH- TO</u> | <u>2009 CALTRANS</u> | <u>2001 ODOT</u> | <u>2011 WSDOT</u> |
|--|--------------------------------|--------------------------|----------------------|-----------------------|
| Objeto para distancia visual de detención | 60 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| Objetos para distancia visual de decisión | 60 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| Objeto para distancia visual de adelantamiento | 1.08 m | 1.3 m | 1.08 m | 1.08 m |
| Objeto para distancia visual de intersección | 1.08 m | 1.3 m | 1.08 m | 1.08 m |
| Objeto para accesos a propiedad | 60 cm | | | |
| Pavimento (DV) | 0 | | | |

Fuente; (2, 3, 4, 7, 23, 24)

6 VELOCIDAD DEL VEHÍCULO

En Oregon y otros estados suele usarse la velocidad directriz para analizar la distancia visual de detención, en particular para las restricciones visuales verticales. Hasta el Libro Verde del 2001, AASHTO admitió usar la velocidad de marcha, dado que el coeficiente de fricción de diseño era para pavimentos húmedos, y se suponía que los conductores reducirían la velocidad. Sin embargo, según AASHTO los datos recientes muestran que los conductores no lentifican apreciablemente en pavimentos húmedos. El Libro Verde 2001 eliminó la distancia visual de detención basada en la velocidad de marcha y la especificó para la velocidad directriz. Cuando se trate de un camino existente y se desconozca la velocidad directriz puede usarse la velocidad de operación.

La relación entre la velocidad media, la velocidad percentil 85 y la velocidad directriz no se entiende bien. Sin embargo, la relación aproximada se puede definir de la siguiente manera, sobre la base de la distribución normal estándar.

La velocidad directriz se definió como alrededor del 95° a 98° percentil de la velocidad de operación; por lo tanto:

- Media = Modo = Mediana
- Velocidad media de marcha = velocidad media

La distribución normal que representa la distribución de velocidades es simétrica, por lo tanto el 50% del área bajo la curva de distribución de velocidades está a cualquier lado de la media o mediana.

- Velocidad 85° percentil (velocidad directriz mínima) = velocidad media (50% del área) + 1 desviación estándar (33,7% del área)
- Velocidad directriz (98% de velocidad) = velocidad media (50% del área) + 2 desviaciones estándares (47,8% del área)

Típicamente, la desviación estándar para las velocidades es entre 8-11 km/h. Por lo tanto, si no se conoce la desviación estándar, una regla empírica (dígitos oscilantes) es:

- Velocidad 85° percentil (velocidad directriz mínima) = velocidad media + 10 km/h.
- Velocidad directriz = velocidad 85° percentil + 10 km/h

Las pequeñas variaciones de velocidad resultan en muy grandes diferencias en la distancia visual de detención porque la distancia visual de frenado varía con el cuadrado de la velocidad. La distancia visual de decisión varía linealmente con la velocidad, por lo que la definición de la velocidad no es tan crítica.

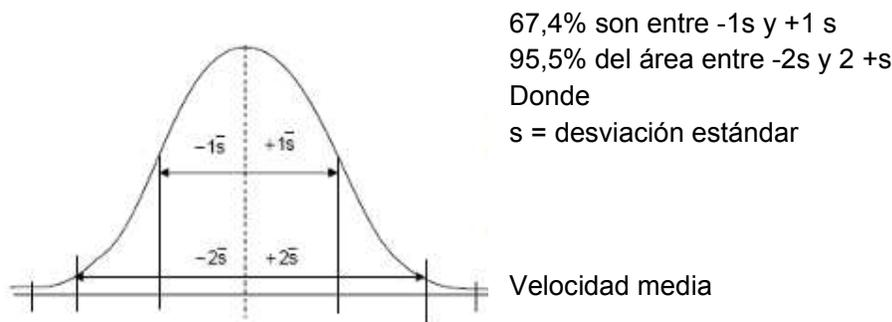


Figura 2. Distribución normal de velocidades

7 COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE PAVIMENTO Y DESACELERACIÓN

Históricamente, la distancia visual de detención, DVD, se basó en la resistencia a la fricción de un pavimento pobre, húmedo (1, 2). Basado en la investigación del NCHRP Informe 400, el Libro Verde de AASHTO 2001 basó la DVD en una aceptable tasa de desaceleración.

7.1 Resistencia a la fricción de pavimentos

La resistencia a la fricción de los pavimentos varía con las características del neumático (presión, carga, temperatura, banda de rodadura, desgaste, etc.), condiciones del pavimento (rugosidad, desgaste, tipo de agregado, etc.) y la presencia de agua. Principalmente, la resistencia al deslizamiento del pavimento depende de las texturas micro y macro.

El *micro-textura* está compuesta por:

- Escala de aspereza de finos o arenosidad
- Adhesión o unión química entre neumático y superficie
- Textura de partículas superficiales La *macro-textura* está dada por:
- Textura de la superficie áspera de los agregados más grandes
- Asperezas a gran escala o de enclavamiento mecánico entre el neumático y la superficie

La presencia de agua, aceite y finos reduce la resistencia al deslizamiento. La contaminación por aceites del pavimento, los finos y polvo acumulado, y otras partículas crean una superficie de succión cuando las lluvias ligeras los hacen flotar hasta la superficie. Capas de purines y otros residuos vegetales también reducen la resistencia al deslizamiento.

Las altas cantidades de humedad en la superficie también puede resultar en el hidropneumático, que se produce cuando una película de agua de profundidad suficiente hace flotar al neumático arriba de la superficie.

En la Figura 3 se muestran varios estudios que representa el comportamiento de los pavimentos en diversas condiciones. Hasta el 2001, las condiciones supuestas para diseñar fueron:

- superficie de asfalto exudado en mal estado, con neumáticos pobres, o
- superficie de hormigón con la fricción gruesa desgastada hasta la superficie del agregado

La resistencia al deslizamiento disminuye a medida que aumenta la velocidad directriz. El uso de una desaceleración constante para todas las velocidades no captura ese fenómeno, Figura 3.

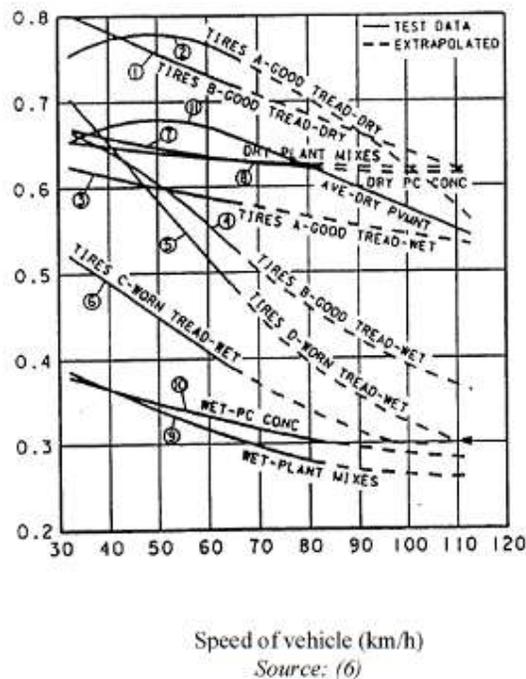


Figura 3. Variación del coeficiente de fricción con la velocidad vehicular

7.2 Libro Verde 2011 – Norma de detención basada en desaceleración

El valor de la desaceleración de diseño actual de AASHTO es:

AASHTO (2001) $3,4 \text{ m/s}^2 = 12.2 \text{ km/h/s}$ (4)

Hasta 2001, los coeficientes de fricción utilizados para diseñar caminos arteriales o abiertos en los Libros Verdes de 1990 ((5) medidas inglesas) y 1994 ((6) medidas inglesas y métricas) se basaron en los resultados de varios estudios que midieron la resistencia al deslizamiento de rueda bloqueada en pavimentos pobres y húmedos. Estos valores de diseño correspondían a cómodas tasas de desaceleración ($f \times g$) entre $0.4 \times 9.8 \text{ m/s}^2 = 3.9 \text{ m/s}^2 = 14 \text{ km/h/s}$ para 30 km/h, y $0.28 \times 9.8 \text{ m/s}^2 = 2.7 \text{ m/s}^2 = 9.9 \text{ km/h/s}$ para 120 km/h, Tabla 4

Con camiones el coeficiente de fricción segura para el frenado es menor que para los automóviles porque no pueden frenar con seguridad bloqueando las ruedas, sin riesgo de perder el control (29). Por lo tanto, la tasa de desaceleración cuando se detiene es menor para los camiones que para los automóviles, en el orden de $1.6 \text{ m/s}^2 = 5,6 \text{ km/h/s}$ a $2.5 \text{ m/s}^2 = 8,9 \text{ km/h/s}$; estas desaceleraciones corresponden a valores “f” de 0,16 a 0,25, respectivamente.

Los coeficientes de fricción de diseño basados en el rendimiento de los camiones se dan en la última columna de la Tabla 4. El coeficiente de fricción correspondiente a una tasa de desaceleración se determina por la relación:

$$f = a/g$$

El Libro Verde 2001 (2) recomendó un criterio de desaceleración $3,4 \text{ m/s}^2$ para determinar el término distancia de frenado de la DVD. Esto se mantuvo en los Libro Verdes 2004 (3) y 2011 (4).

f = coeficiente de fricción medido directamente o calcularse a partir de la distancia de frenado fórmula estándar

Tabla 4. 1990 y 1994 los coeficientes de cálculo de fricción para distancia visual de detención

| Velocidad directriz km/h | Velocidad de marcha km/h | Libros Verdes 1990 y 1994, AASHTO Coef. de fricción para $f_{\text{húmeda}}$ | Coeficientes de fricción AASHTO para camiones, f_{TR} | Desaceleración Aceptable para Camiones, a_{TR} m/s^2 |
|-----------------------------|-----------------------------|--|---|---|
| 30 | 32 | 0.40 | 0.25 | 2.5 |
| 50 | 45 | 0.35 | 0.21 | 2.1 |
| 65 | 58 | 0.32 | 0.19 | 1.9 |
| 80 | 71 | 0.30 | 0.18 | 1.8 |
| 100 | 84 | 0.29 | 0.17 | 1.7 |
| 115 | 93 | 0.28 | 0.16 | 1.6 |

7.2 Libro Verde 2011 - Tasas de desaceleración para distancia visual de detención

La investigación de Fambro y otros mostró que la mayoría de los conductores desaceleran a más de 4.5 m/s² al decelerar para una condición inesperada (1). Esto corresponde a un coeficiente de fricción de pavimento de 0,46, **que no dan muchas superficies mojadas**. La tasa de desaceleración estándar de 3,4 m/s² propuesta por primera vez en el Libro Verde 2001 se mantuvo en 2004 y 2011. Con esto se *espera* dar cabida al 90% de todos los conductores, y requiere un coeficiente de fricción de pavimento disponible de la función de **0,35** constante, independiente de la velocidad inicial de frenado. **La mayoría de las superficies asfálticas exudadas y húmedas, y las de hormigón pulido, deben proveer esta elevada resistencia friccional.** *

(*) NdT: En el Libro Verde 2001 se agregó la siguiente prevención, (quitada en las ediciones siguientes 2004 y 2011): Para asegurar que los nuevos pavimentos tengan inicialmente y retengan coeficientes de fricción (0.35) comparables con las tasas de desaceleración (3.4 m/s²) usadas para calcular las DVD, los diseños de pavimento deben cumplir los criterios establecidos en las **Guidelines for Skid Resistant Pavement Design**, Washington, D.C.: AASHTO, 1976.

8 DISTANCIA VISUAL DE DETENCIÓN

La distancia visual de detención se compone de la distancia para percibir y reaccionar a una condición, más la distancia para detenerse:

$$SSD = 0.278 Vt + \frac{V^2}{254 \left(\frac{a}{9.81} \pm g \right)} \quad (\text{Metric})$$

or

$$SSD = 0.278 Vt + \frac{V^2}{254 (f \pm g)} \quad (\text{Metric})$$

Donde SSD = DVD, distancia visual de detención requerida, m,
 V = velocidad, km/h,
 t = tiempo de percepción - reacción, s, típicamente 2.5 s para diseño,
 f = coeficiente de fricción, típicamente para un pavimento pobre, húmedo,
 g = pendiente, decimal. **No confundir con g = 9.81 aceleración de la gravedad.**
 a = desaceleración, m/s².

En los Libros Verdes 1990 y 1994 proveyeron dos tipos de DVD mínima: absoluta y deseable (5, 6). La DVD mínima absoluta se basó en la velocidad media de marcha y en un coeficiente de fricción de pavimento pobre y húmedo. La DVD mínima deseable se basó en la velocidad directriz y en el mismo coeficiente de fricción de pavimento pobre y húmedo.

El Informe 400 de NCHRP recomendó a AASHTO nuevos (*) criterios de diseño utilizando una tasa de desaceleración de 3,4 m/s² (0,34 g) en lugar del coeficiente de fricción húmedo (1). La velocidad media de marcha es la velocidad media de operación (50° percentil) y típicamente menor que la velocidad directriz, alrededor del 83% a 100% de la velocidad directriz entre 32 y 113 km/h.

NdT: AASHTO aplicó el método de desaceleración en el Libro Rojo 1977 para caminos y calles urbanas, contemporáneo del Libro Azul para caminos rurales de 1965; a partir de los 1980 ambos fueron reemplazados por los Libros Verdes.

AASHTO encontró que los conductores no lentifican sobre pavimento mojado, por lo que la velocidad media de marcha no es apropiada para determinar la distancia visual de detención. La Tabla 5 da las DVD para un rango de velocidades directrices. Para comparación, también da típicas DVD de emergencia, con tiempos de percepción – reacción cortos de 1 s, en condiciones de pavimento húmedo y seco. En esta tabla se supone que el coeficiente de fricción para pavimento húmedo son los utilizados para DVD en los Libros Verdes 1990 y 1994, y para por el pavimento seco se supone que es 0.6 (5, 6).

Con luces delanteras bajas, un conductor puede ser capaz de ver de 40 a 110 m, y con las luces altas de 60 a 150 m. Así, si durante la noche se conduce más rápido que a 90 km/h, la DVD necesaria supera la DV dada por las luces delanteras (30).

Los Libros Verdes 2001, 2004 y 2011 recomiendan diseñar para DVD mínima deseable basada en la velocidad directriz, con una desaceleración de 3.4 m/s² y tiempo de percepción - reacción de 2.5 s. Se abandonó la DVD “mínima absoluta” basada en la velocidad media de marcha.

Tabla 5. Distancias visuales de detención de diseño y distancias visuales de detención típicas de emergencia

| Velocidad Velocidad directriz km/h | Distancia visual de detención, m | | Distancia de detención emergencia típica, m | |
|---|---|----------------------|--|--|
| | Calculado (2.5 s, a = 3.4 m/s ²) | Diseño (2.5 s, a) | Pavimento húmedo (1s, f _{wet}) | Pavimento seco (1s, f _{dry}) |
| 30 | 31.2 | 35 | 17.1 | 14.2 |
| 40 | 46.2 | 50 | 27.7 | 21.6 |
| 50 | 63.5 | 65 | 42.0 | 30.3 |
| 60 | 83.0 | 85 | 59.6 | 40.3 |
| 70 | 104.9 | 105 | 81.7 | 51.6 |
| 80 | 129.0 | 130 | 106.1 | 64.2 |
| 90 | 155.5 | 160 | 131.2 | 78.1 |
| 100 | 184.2 | 185 | 163.4 | 93.4 |
| 110 | 215.3 | 220 | 200.6 | 110.0 |
| 120 | 248.6 | 250 | 235.7 | 127.9 |

REFERENCIAS

1. Fambro, D.B, K Fitzpatrick, and R.J. Koppa, "Determination of Stopping Sight Distance," NCHRP Report 400, TRB, Washington, DC, 1997.
2. "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2001.
3. "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2004.
4. "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.
5. "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1990 (Metric Units Edition).
6. "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1994 (Metric Units Edition).
7. ODOT, "Highway Design Manual," 2003.
8. "A Policy on Geometric Design of Highway and Streets," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1984 (Metric Units Edition).
9. Wortman, R.H., and J.S. Matthias, "Evaluation of Driver Behavior at Signalized Intersections," Transportation Research Record 904, T.R.B, Washington, D.C., 1983.
10. Gazis, D.R, et al., "The Problem of the Amber Signal in Traffic Flow," Operations Research 8, March-April 1960.
11. Chang, M.S, et al., "Timing Traffic Signal Change Intervals Based on Driver Behavior," T.R. Record 1027, T.R.B, Washington, D.C., 1985.
12. Sivak, M., et al, "Radar Measured Reaction Times of Unalerted Drivers to Brake Signals," Perceptual Motor Skills 55, 1982.
13. Johansson, G. and K. Rumar, "Driver's Brake Reaction Times," Human Factors, Vol. 13, No. 1, Feb. 1971.
14. Report of the Massachusetts Highway Accident Survey, MIT, Cambridge, MA, 1935.
15. "Human Factors Guidelines for Road Systems, Collection A," NCHRP Report 600^a, TRB, Washington, DC, 2012.
16. "Human Factors Guidelines for Road Systems, Collection A," NCHRP Report 600B, TRB, Washington, DC, 2012.
17. "Human Factors Guidelines for Road Systems, Collection A," NCHRP Report 600C, TRB, Washington, DC, 2012.
18. "Synthesis of Human Factors Research on Older Drivers and Highway Safety, Vol. 1," FHWA-RD-97-094, FHWA, USDOT, Washington, DC, 1997.
19. "Older Drivers: A Literature Review (No. 25)", Department of Transport, London, UK.
20. Bing, A., "An Investigation of Some Relationships Between Dynamic Visual Acuity and Static Visual Acuity and Driving," Report 64-18, Univ. of California at Los Angeles, Los Angeles, CA, 1964.
21. D. Horswill, M.S., et al., "The Hazard Perception of Older Drivers," The Journal of Gerontology, Series B: Psychological Sciences, 63-(4), 2008.
22. Shivar, D., "Driver Performance and Individual Differences in Attention," DOT-HS-8-01819-DAP, USDOT, Washington, DC, 1978.
23. CALTRANS, Highway Design Manual, Sacramento, CA.
24. WSDOT, Highway Design Manual, Olympia, WA.
25. J.C. Glennon, "Highway Sight Distance Design Issues: An Overview," Transportation Research Record 1208, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 1989.

26. P.L. Olson, D.E. Cleveland, P.S. Fancher, L.P. Kostyniuk and L.W. Schneider, "Parameters Affecting Stopping Sight Distance," NCHRP Report 270, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, June 1984.
27. J.W. Hall and D.S. Turner, "Stopping Sight Distance: Can We See Where We Now Stand?," Transportation Research Record 1208, Transportation Research Board, National Research Council, 1989.
28. D.L. Woods, "Small Car Impacts on Highway Design," ITE Journal, April 1983.
29. P.B. Middleton, M.Y. Wong, J. Taylor, H. Thompson and J. Bennett, "Analysis of Truck Safety on Crest Vertical Curves," Report FHWA/RD-86/060, FHWA, USDOT, 1983.
30. Urban Behavioral Research Associates, "The Investigation of Driver Eye Height and Field of Vision," Report DOT-FH-11-9141, FHWA, USDOT, 1978.

PRÁCTICAS INTERNACIONALES DE DISEÑO DE LA DISTANCIA VISUAL DE DETENCIÓN

Douglas W. Harwood, Midwest Research Institute

Daniel B. Fambro Texas A&M University

Bruce Fishburn, Roads and Traffic Authority of New South Wales

Herman Joubert, African Consulting Engineers, Inc.

Rüdiger Lamn, University of Karlsruhe

Basil Psarianos, National Technical University of Athens

<http://pubsindex.trb.org/view.aspx?id=659700>

Traducción y Resumen

DISTANCIA VISUAL DE DETENCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

Este informe revisa las prácticas de diseño geométrico de varios países, relacionadas con la distancia de visibilidad. El propósito es presentar las prácticas de diseño de la distancia de visibilidad en una variedad de países, como un recurso para los organismos viales de cualquier país que pueda estar considerando posibles modificaciones y actualizaciones a sus propias políticas y prácticas. Se espera que sirva como un recurso al presentar ideas y conceptos que pueden ser nuevos para alguien, pero que están en verdadero uso en otras partes del mundo. Los intercambios internacionales de este tipo de información son valiosos al proveer a los ingenieros prácticos e investigadores una perspectiva que va más allá de su propio país y su propio lugar en el mundo.

La aptitud de ver adelante y observar el tránsito potencialmente conflictivo es crítica para las operaciones viales seguras. La distancia de visibilidad, DV -un importante elemento en el diseño geométrico de carreteras- se refiere a la longitud de plataforma sobre la cual un conductor tiene una visión, libre, desobstruida.

2 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE DETENCIÓN

En el diseño geométrico vial, la DVD es la más fundamental de las consideraciones de DV, porque se requiere en todos los puntos a lo largo de la plataforma. DVD es la distancia que un conductor debe ser capaz de ver adelante a lo largo de la plataforma para identificar peligros en ella y, cuando sea necesario, llevar con seguridad a su vehículo hasta una detención. La DVD puede estar limitada por las curvas horizontales y verticales. Así, las curvas horizontales y verticales de las plataformas deben diseñarse con la DVD en la mente.

Se revisaron los criterios de DVD usados en Australia, Austria, Gran Bretaña, Canadá, Francia, Alemania, Grecia, Sudáfrica, Suecia, Suiza y los Estados Unidos de América. Esta revisión halló que la mayor parte de los países tienen criterios de DVD basados en el mismo modelo, pero que varían las suposiciones de varios países acerca de los parámetros usados en el modelo.

2.1 Modelos de DVD

Generalmente, la DVD se define como la suma de dos componentes, distancia de percepción y reacción y distancia de desaceleración al frenado. El escenario de diseño de la DVD supone que hay un peligro en la plataforma, tal como un objeto, y que el conductor de un vehículo que se aproxima al objeto puede primero detectar su presencia y luego frenar hasta una detención segura delante del objeto.

La distancia de percepción y reacción, DPR, es la distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el objeto es visto por el conductor, hasta el instante en que aplica los frenos. La distancia de frenado o desaceleración, DF, es la distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor aplica los frenos hasta el instante en que el vehículo se detiene delante del objeto. El modelo DVD -resultante de los principios básicos de la física- es:

$$\text{DVD} = \text{Distancia Percepción} - \text{Reacción} + \text{Distancia Frenado} = \text{DPR} + \text{DF}$$

o más específicamente,

$$\text{DVD} = 0.278 V_o t + V_o^2 / 254f \quad (1)$$

Donde:

DVD o SSD = distancia de visibilidad de detención, m

V_o = velocidad directriz o inicial, km/h

t = tiempo de percepción y reacción del conductor, s

f = coeficiente de fricción de frenado entre los neumáticos y la superficie del pavimento, factor de fricción longitudinal.

Las constantes son:

$$0.278 = 1/3.6$$

$$254 = 2 \times 3.6^2 \times 9.8.$$

La DVD también es afectada por la pendiente de la calzada; esto es, las distancias de detención disminuyen en las subidas y aumentan en las bajadas. Específicamente, los efectos de la pendiente sobre la DVD pueden expresarse según la ecuación:

$$\text{DVD} = 0.278 V_o t + V_o^2 / [254 (f \pm i)] \quad (2)$$

Donde:

$i = i\%/100$ = pendiente, m/m; + para subidas y - para bajadas.

Tres países - Austria, Alemania, Grecia - y utilizan un modelo SSD ligeramente diferente, que incorpora el efecto de un factor de fricción longitudinal dependiente de la velocidad y la resistencia aerodinámica sobre el vehículo que desacelera. Este modelo utiliza el mismo término de distancia de reacción del freno como la ecuación (1), pero utiliza un término modificado para distancia de desaceleración, que se muestra en la Ecuación 8.

$$\text{SSD} = 0.278 V_o t + \frac{(0.278)^2}{g} \int_{V_o}^0 \frac{V}{f_T(V) + \frac{G}{100} + \frac{F_L}{mg}} \quad (8)$$

Donde:

g = gravedad de aceleración = 9.81 m/s²

V = velocidad en cualquier punto de la maniobra de desaceleración, km/h

$f_T(V)$ = factor de fricción longitudinal **dependiente de velocidad**

F_L = fuerza aerodinámica, N

m = masa del vehículo, kg

La fuerza aerodinámica se determina como:

$$F_L = 0.5 \gamma C_w A (0.278V)^2 \quad (9)$$

Donde:

γ = densidad del aire, 1.15 kg/m³

C_w = coeficiente de arrastre aerodinámico

A = área frontal proyectada, m²

El término $f_T(V)$ representa la variación del coeficiente de fricción de frenado en función de la velocidad. Este concepto fue desarrollado originalmente por Lamm.(1) Las ecuaciones usadas para $f_T(V)$ en Alemania, Austria y Grecia se dan en el tratamiento de las políticas de diseño de la DVD de cada país.

2.2 Parámetros usados en los modelos de DVD

Australia

La Asociación Nacional de las Autoridades Viales Estatales de Australia (NAASRA) define la *distancia visual de detención* como la distancia que recorrerá un vehículo antes de detenerse bajo un fuerte frenado después de ver por primera vez un peligro en la plataforma. Se calcula usando un tiempo de reacción de 2.5 s, factor de fricción longitudinal de 0.5 y una velocidad de operación aproximada en km/h. En caminos con velocidades menores que 50 km/h se usa un tiempo de reacción de 2 s y en situaciones restringidas y de topografía difícil puede usarse 1.5 s. La Asociación usa procedimientos de predicción de la velocidad para estimar la velocidad de operación real, la cual se usa luego para determinar la DVD. La investigación australiana encontró que normalmente en vías de la más baja velocidad, las velocidades de operación son más altas que las velocidades de diseño especificadas en los EUA y, en velocidades mayores que 100 km/h, los dos métodos dan esencialmente los mismos resultados. Dado que la ecuación de DVD es más sensible a los cambios en la velocidad directriz que en otros factores, la Asociación introduce un factor mayor de seguridad al diseñar para conductores más veloces. (2)

La DVD requerida controla el diseño [9] de las curvas verticales convexas. Las longitudes de curva se especifican en términos del valor K, el cual es la longitud de curva que resulta de un cambio de pendiente de 1 por ciento. Los valores mínimos de K se hallan con alturas de 1.15 m, ojo, y 20 cm, objeto. Donde sea difícil o costoso alcanzar la DVD normal, se usan los equivalentes tiempos y distancias para determinar las mínimas longitudes de DVD.

Una guía de capacidad visual que afecta la DVD requiere que el conductor sea capaz de reconocer un peligro una vez visto. Un observador humano, tal como un conductor, puede resolver detalles espaciales hasta de 1' de arco, el cual es el ángulo subtendido en el ojo por la altura del objeto. Sin embargo, un ángulo de 5' es más típico del contraste y condiciones de iluminación encontradas en las plataformas. Al trasladar este requerimiento en la altura del objeto que debe ser visible por el conductor, 10 y 20 cm del objeto deben estar arriba de la línea de visión para distancias de 65 y 130 m, respectivamente. Probablemente, el objeto no se verá a distancias mayores que 130 m, aun con suficiente DV. Al usar las distancias desde la fórmula de DVD, las velocidades superiores a 90 km/h de día, y 70 km/h de noche, están más allá de la capacidad visual del conductor.

Austria

En Austria, la política de diseño de la DVD se basa en una velocidad de operación conocida como la velocidad de proyecto, la cual representa la velocidad máxima teórica en una ubicación particular del camino. La velocidad de proyecto máxima corresponde a 100 km/h para caminos rurales de dos- carriles y varía desde 100 a 140 km/h para caminos multicarriles (3).

Se usa un tiempo de reacción de 2 s. En la maniobra de desaceleración, para representar el coeficiente de frenado a cualquier velocidad, se usa la Ecuación (10).

Gran Bretaña

El Departamento de Transporte es responsable de las carreteras nacionales y los Concejos Condales de los caminos locales. Sin embargo, la mayoría de los Concejos Condales adoptan las normas y especificaciones del Departamento de Transporte. DVD se define usando esencialmente el mismo modelo dado por la Ecuación (1). La velocidad directriz se basa en las restricciones geométricas y en la velocidad observada en secciones adyacentes, más que en la consideración de una clasificación general de plataformas. Se usa un tiempo total de percepción y reacción de 2 s. La distancia de frenado se basa en un coeficiente de fricción de frenado como para evitar excesivas molestias al conductor. Un coeficiente de frenado de 0.375 se logra en condiciones de humedad en la superficie normalmente sin pérdida de control; sin embargo, la tasa máxima deceleración cómodo utilizada en el diseño se basa en un coeficiente de frenado de 0.25.(4)

$$f_T(V) = 0.214 (V/100)^2 - 0.640 (V/100) - 0.615 \quad (10)$$

Para determinar el arrastre aerodinámico usando la Ecuación [10] y evitar la excesiva incomodidad del conductor se supone:

- Coeficiente de arrastre, $C_w = 0.46$
- Área frontal de vehículo, $A = 2.21 \text{ m}^2$ para automóvil
- Masa del vehículo, $m = 1175 \text{ kg}$

Canadá

La política canadiense de DVD es similar a la de los EUA tratada más adelante, excepto que se convirtió a las unidades métricas en una época anterior, con redondeos diferentes de los valores de diseño. La práctica actual difiere de la de los EUA en que para representar la altura de las luces traseras se eligió una altura de objeto de 0.38 m.

Francia

Para desarrollar y promocionar las políticas de diseño, en Francia los responsables son el Ministerio de Transporte, División Caminos, y la División Seguridad y Tránsito Vial.(6). Primariamente, las normas se aplican a los caminos nacionales, pero generalmente también a los caminos urbanos. Aunque no está directamente documentado, el francés no cree que la DVD sea muy importante para el diseño vial porque sus estudios de accidentes sugieren que los accidentes contra objetos fijos no son comunes. El objeto más común chocado es el peatón, accidente que totaliza el 5 por ciento de los accidentes rurales y el 8 por ciento de todos los accidentes mortales. Típicamente, tales accidentes ocurren durante la noche, cuando la DVD no es el factor que limita la visibilidad. (6)

Por lo tanto, las nuevas guías francesas usan un altura de objeto de 35 cm, que representa la altura de faros traseros de un vehículo.

Esta altura también es suficiente para cubrir un peatón, la causa más común de accidentes. Las guías francesas establecen que cuando la DVD sea difícil de proveer y la plataforma tenga una banquina pavimentada, entonces una opción aceptable es acomodar una maniobra evasiva mediante la provisión de DV igual al desplazamiento lateral para 3.5 s en la velocidad del 85° percentil del tránsito. Esta DV se mide desde la altura de ojo del conductor hasta la superficie del pavimento. En caminos existentes, consideran la provisión de distancia de visibilidad de intersección, DVI, visibilidad de curvas, y la regla del desplazamiento lateral para la DVD, como los asuntos de DV más importantes.

Alemania

En Alemania, la política de diseño de la DV usa una velocidad directriz basada en el prevaliente 85° percentil de la velocidad del tránsito. (7, 8, 9, 10, 11) Se usan tiempo de reacción al frenado de 2 s en caminos rurales y 1.5 s en calles urbanas. Para representar el coeficiente de frenado a cualquier velocidad en la maniobra de desaceleración, en Alemania se usa la Ecuación [11].

$$f(V) = 0.241 (V/100)^2 - 0.721 (V/100) - 0.708 \quad (11)$$

Para determinar el arrastre aerodinámico de la Ecuación [9], en Alemania se supone:

Coeficiente de arrastre $C_w = 0.35$

Masa vehículo, $m = 1304$ kg

Área frontal vehículo, $A = 2.08$ para un vehículo-de-pasajeros.

La longitud de las curvas verticales se determina sobre la base de una altura de ojo de 1 m para vehículos-de-pasajeros o 2.5 m para camiones, y de una altura de objeto que varía de 0 a 45 cm en función de la velocidad del 85° percentil.

Grecia

En Grecia, la política de DV usa una velocidad directriz basada en el 85° percentil de la velocidad del tránsito.

Se usan tiempo de reacción al frenado de 2 s en caminos rurales y 1.5 s en calles urbanas. En la maniobra de desaceleración, para representar frenado a cualquier velocidad, se usa la Ecuación [12].

$$f_T(F) = 0.151 (V/100)^2 - 0.485 (V/100) - 0.59 \quad (12)$$

Para determinar el arrastre aerodinámico según la Ecuación [9], en Grecia se hacen las mismas suposiciones que en Alemania. (12)

Sudáfrica

En Sudáfrica, el diseño de la DVD se basa en un tiempo de percepción y reacción de 2.5 s. Los criterios de DVD se basan en una velocidad de operación que, para velocidades superiores a 50 km/h, es menor que la velocidad directriz. Por ejemplo, para una velocidad directriz de 120 km/h, el diseño de la DVD se basa en una supuesta velocidad de operación de 101 km/h.

Suecia

La Administración Nacional de Vialidad Sueca es responsable de todos los aspectos de la Red Vial Estatal. Para caminos rurales se requiere la adhesión a las normas de diseño; sin embargo, sólo se recomiendan para carreteras urbanas. (13)

La ecuación de la DVD considera tiempo de frenado de diseño, y fricción de frenado de diseño. Para la ecuación, las variables adicionales necesarias incluyen la altura del vehículo de 1.35 m, la altura del ojo de 1.1 m, altura de objeto de 20 cm, y ángulo mínimo de visibilidad de 1' como el mínimo ángulo óptico que debe cubrir un objeto para permitir que el conductor de un vehículo lo distinga a la luz del día. La parte del objeto requerida para ser visible varía desde 1 cm para un objeto de 20 cm a una distancia de 50 m, hasta 9 cm a una distancia de 300 m.

El tiempo de reacción al frenado de 2 s es el tiempo transcurrido desde el momento en que un conductor tiene la capacidad física de percibir una obstrucción en el camino, hasta el momento en que comienza una reacción de frenado entre los neumáticos y el camino. Para calcular la DVD nocturna se usa una altura de faros delanteros de 60 cm.

Generalmente, en Suecia la DVD no es un parámetro importante de diseño porque les resulta difícil cuantificar los beneficios de variar las distancias de visibilidad en su marco beneficio/costo; sin embargo, a través de un estudio a pequeña escala determinaron que los accidentes crecen al crecer la relación entre número de ubicaciones con menos de 300 m de DV y la longitud total del camino.

Suiza

En Suiza, para determinar la DVD sólo se dispone de unos pocos detalles, pero se sabe que el diseño de la DV se basa en una altura de ojo del conductor de 1 m, y una altura de objeto de 15 cm (14). El diseño de la DV se basa en un concepto de velocidad de operación similar al de velocidad de proyecto usado en Austria.

Estados Unidos de América

En los EUA, las políticas de diseño se basan en las políticas de la AASHTO, cuyas velocidades de diseño se eligen primariamente sobre la base de la clasificación funcional y no dependen estrechamente de las velocidades de operación, como en otros países.(15)

El tiempo de reacción al frenado supuesto en la norma sobre DVD de AASHTO es de 2.5 s. Los coeficientes de fricción del frenado varían desde 0.4 para una velocidad directriz de 30 km/h hasta 0.28 para una velocidad directriz de 120 km/h.

La política de AASHTO para seleccionar las longitudes de las curvas verticales se basa en la suposición de una altura de ojo de conductor de 1.07 m y una altura de objeto de 15 cm.

Debería advertirse que la política sobre DVD en los EUA está actualmente bajo la revisión del Proyecto NCHRP 3-42, y que los cambios a esa política pueden ser próximos.

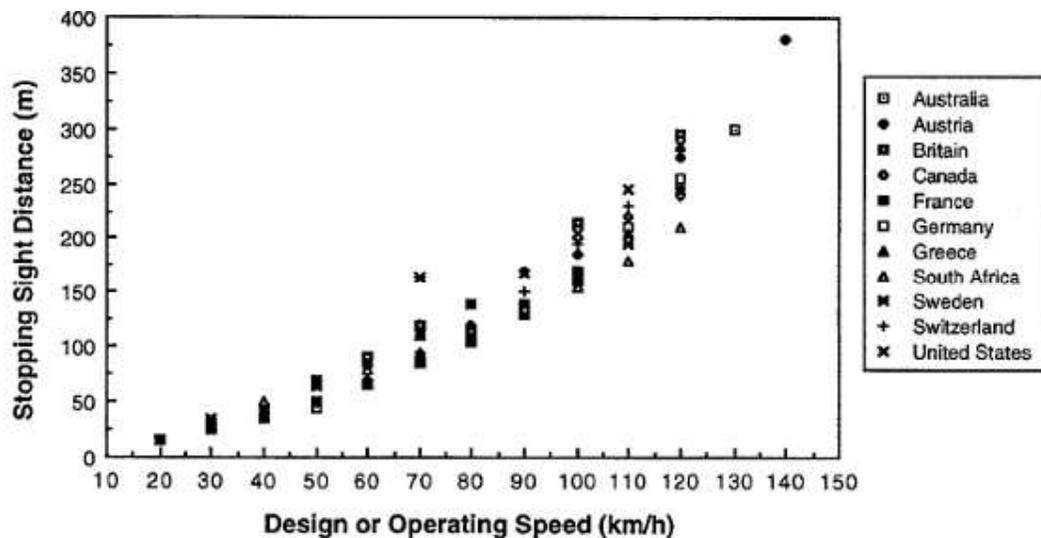
2.3 Comparación de los Valores de Diseño de la DVD

En la **Tabla 1** y **Figura 1** se comparan los valores de diseño mínimos requeridos de DVD de los países revisados. Como se muestra, los valores de diseño de los EUA están cerca del extremo superior del rango, y los de Canadá cerca del extremo inferior del rango.

TABLA 1 Comparación de distancia visual mínima requerida para terreno llano usada en países seleccionados

| Country | t (sec) | Design or operating speed (km/h) | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|------------|----------------------------------|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 |
| Stopping sight distance (m) | | | | | | | | | | | | | | |
| Australia (Normal design) | 2.5 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | 115 | 140 | 170 | 210 | 250 | 300 | -- |
| (Normal design) | 2.0 | -- | -- | -- | 45 | 65 | 85 | 105 | 130 | -- | -- | -- | -- | -- |
| (Restricted situations) | 1.5 | -- | -- | -- | 40 | 55 | 70 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Austria | 2.0 | -- | -- | 35 | 50 | 70 | 90 | 120 | -- | 185 | -- | 275 | -- | 380 |
| Britain | 2.0 | -- | -- | -- | 70 | 90 | 120 | -- | -- | 215 | -- | 295 | -- | -- |
| Canada | 2.5 | -- | -- | 45 | 65 | 85 | 110 | 140 | 170 | 200 | 220 | 240 | -- | -- |
| France | 2.0 | 15 | 25 | 35 | 50 | 65 | 85 | 105 | 130 | 160 | -- | -- | -- | -- |
| Germany | 2.0 | -- | -- | -- | -- | 65 | 85 | 110 | 140 | 170 | 210 | 255 | -- | -- |
| Greece | 2.0 | -- | -- | -- | -- | 65 | 85 | 110 | 140 | 170 | 205 | 245 | -- | -- |
| South Africa | 2.5 | -- | -- | 50 | 65 | 80 | 95 | 115 | 135 | 155 | 180 | 210 | -- | -- |
| Sweden | 2.0 | -- | 35 | -- | 70 | -- | 165 | -- | -- | -- | 195 | -- | -- | -- |
| Switzerland | 2.0 | -- | -- | 35 | 50 | 70 | 95 | 120 | 150 | 195 | 230 | 280 | -- | -- |
| United States | 2.5 | -- | 30 | 44 | 63 | 85 | 111 | 139 | 169 | 205 | 246 | 286 | -- | -- |

NOTA: Valores de tiempos de percepción-reacción (t) generalmente usados para caminos rurales

**FIGURA 1** Comparación de mínimas distancias visuales de detención para terreno llano usadas en países seleccionados.

Las principales presunciones usadas para determinar los valores DVD son el tiempo de reacción al frenado y el coeficiente de fricción de frenado. Todos los países revisados usan tiempos de reacción al frenado de 2 s para caminos rurales, excepto Australia (sólo para las más altas velocidades), Canadá, Sudáfrica y los EUA, los cuales usan 2.5 s. En la **Tabla 2** y **Figura 2** se comparan los coeficientes de frenado de fricción supuestos para determinar la DVD. Al interpretar la **Tabla 2** y la **Figura 2** debería recordarse que la mayoría de los valores dados del coeficiente de fricción representan valores supuestos constantes en todo el rango de velocidad, en tanto que los valores de Austria, Alemania y Grecia varían con la velocidad durante la maniobra de frenado.

TABLA 2 Comparación de los criterios de coeficientes de fricción longitudinal usados en la distancia visual de detención de diseño.

| Country | Design or operating speed (km/h) | | | | | | | | | |
|----------------------------------|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 | 120 |
| | Stopping sight distance (m) | | | | | | | | | |
| Australia | -- | -- | 0.52 | 0.48 | 0.45 | 0.43 | 0.41 | 0.39 | 0.37 | 0.35 |
| Austria | 0.44 | 0.39 | 0.35 | 0.31 | 0.27 | 0.24 | 0.21 | 0.19 | 0.17 | 0.16 |
| France | -- | 0.37 | -- | 0.37 | -- | 0.33 | -- | 0.30 | -- | 0.27 |
| Germany | 0.51 | 0.46 | 0.41 | 0.36 | 0.32 | 0.29 | 0.25 | 0.23 | 0.21 | 0.19 |
| Greece | 0.46 | 0.42 | 0.39 | 0.35 | 0.32 | 0.30 | 0.28 | 0.26 | 0.24 | 0.23 |
| South Africa (passenger cars) | 0.42 | 0.38 | 0.35 | 0.32 | -- | 0.30 | -- | 0.29 | -- | 0.28 |
| (heavy vehicles) | 0.28 | 0.25 | 0.23 | 0.21 | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| Sweden | 0.46 | 0.45 | 0.42 | 0.40 | 0.37 | 0.35 | 0.33 | 0.32 | 0.30 | -- |
| Switzerland | -- | 0.43 | 0.37 | 0.33 | 0.29 | 0.27 | 0.25 | 0.24 | 0.23 | 0.22 |
| United States | 0.40 | 0.38 | 0.35 | 0.33 | 0.31 | 0.30 | 0.30 | 0.29 | 0.28 | 0.28 |

NOTA: Se asume que los factores de fricción longitudinal dados por Austria, Alemania y Grecia disminuyen al aumentar la velocidad inicial de una maniobra de desaceleración. Los factores de fricción longitudinal para otros países representan una tasa constante promedio durante toda la maniobra.

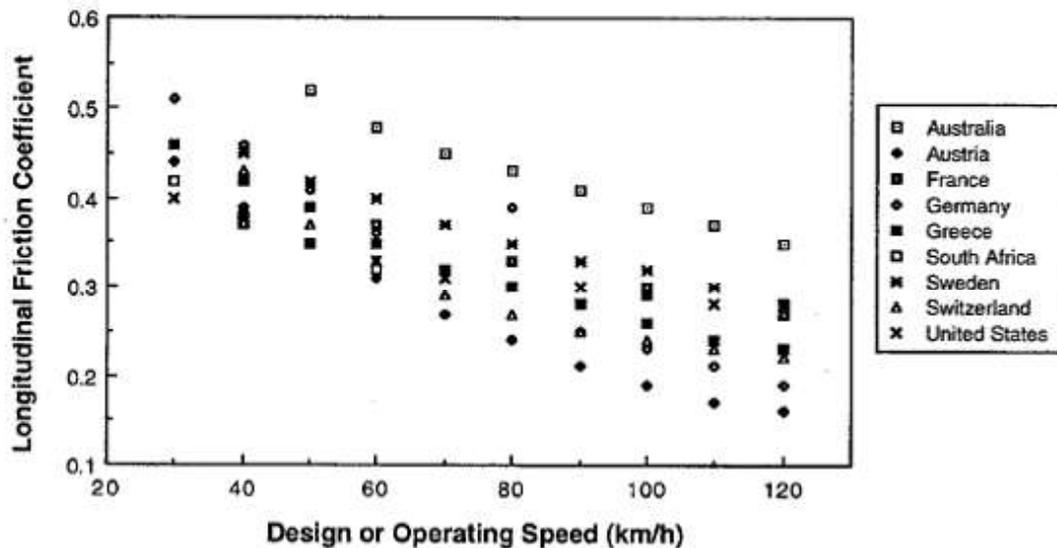


FIGURA 2 Comparación de los criterios de coeficientes de fricción longitudinal usados en la distancia visual de detención de diseño.

La distancia visual de detención según el Libro Verde - AASHTO 2001

Francisco Justo Sierra - Ingeniero Civil UBA - Monografía Provia 2002

https://docs.google.com/folder/d/0BxLPNTrCi_7uOENwNGZZbDZXT2M/edit?pli=1&docId=0BxLPNTrCi_7uOUJXbGVBRHZvWTA<http://www.copaipa.org.ar/menu.php?seccion=SeguridadVial>**DISTANCIA VISUAL DE DETENCIÓN****1 Antecedentes**

Para redactar las principales normas básicas de *Diseño Geométrico DNV -1967*, **VN67**, el Ing. Federico G. O. Rühle se basó parcialmente en las recomendaciones de los *Libros Azules - AASHTO 1954 y 1965*, **A54, A65**. Pasados ya 35 años de vigencia de las **VN67**, conviene que los proyectistas viales conozcamos las posteriores modificaciones de *AASHTO* para decidir su eventual adopción.

En relación con la *Distancia de Visibilidad de Detención, DVD*, las **VN67** consideran calzada seca y velocidad inicial igual a la Velocidad Directriz, **VD**. Se arguye que las **DVD** así obtenidas son suficientemente seguras para calzada húmeda, si la velocidad inicial de frenado es aproximadamente igual al 90 por ciento de la **VD**. Las normas **A65** consideraban calzada húmeda y velocidad inicial de frenado entre el 80 y 93 por ciento de la **VD**.

Después, en la *Adenda-1971*, **A71**, *AASHTO* mantuvo la condición de calzada húmeda, pero con velocidad inicial igual al ciento por ciento de la **VD**, de lo que resultaron **DVD** bastante superiores a las de **VN67**; resultado nada sorprendente dada la gran sensibilidad de la **DVD** a los cambios de velocidad.

En el *Libro Verde 1990*, **A90**, *AASHTO* mantuvo condiciones de calzada húmeda, llamó *rango superior* a las **DVD** calculadas según la **VD**, e introdujo un *rango inferior* para las **DVD** calculadas según una velocidad inicial de frenado igual a la velocidad media de marcha, **VM**, función empírica de la **VD**. El **A90** -en sistema inglés como todos los anteriores-se publicó en 1994 en el sistema métrico, **A94**. En todas estas versiones, el coeficiente de fricción longitudinal neumáticos-calzada y consecuentemente la desaceleración se suponían constantes durante el frenado, pero probadamente decrecientes al crecer la velocidad inicial.

En el *Libro Verde 2001*, **A01**, se eliminan los dos rangos de **A90/94** y se consideran coeficiente de fricción y desaceleración únicos y constantes, independientes de la velocidad inicial de frenado. Resultan **DVD intermedias** entre las de los rangos superior e inferior de **A90/94**; es decir, *menores* que las del rango superior, por lo que **se menoscaba la Seguridad Vial**. Además, para el cálculo de las curvas verticales convexas se aumentan las anteriores alturas de ojo-conductor y objeto de 1.07 y 0.15 m a 1.08 y 0.60 m, respectivamente, por lo que también **se menoscaba la Seguridad Vial**.

2 Propósito

Obviamente, con todo derecho, *AASHTO* establece sus políticas de diseño geométrico según las condiciones previsibles de los caminos norteamericanos; en particular pavimentos de alta calidad, superficies de alta resistencia al deslizamiento, mantenimiento constante.

Como por razones de presupuesto, en nuestros pobres caminos es difícil mantener un alto nivel de calidad, por razones de **SV** el propósito de este trabajo es insistir en recomendar la adecuación de las normas **DVD** de **VN67** a las **A94**, y no a las de **A01**. Además se objetan conceptualmente las razones esgrimidas para los cambios de **A01** relacionados con la **DVD** y con el cálculo de las longitudes mínimas de las curvas verticales convexas.

3 Distancia de Visibilidad de Detención

Una de las características que más contribuyen a la circulación segura, libre de sorpresas y tensiones es contar continuamente con la debida visibilidad como para poder anticipar cómodamente las maniobras siguientes a realizar. De ahí que al establecer las curvaturas en los enlaces entre alineamientos horizontal o verticalmente rectos, es requisito básico obtener una visibilidad satisfactoria. Cualquiera que sea su categoría, a lo largo de todos los caminos se debe facilitar la maniobra de evitar el choque contra todo obstáculo que se encuentre en la calzada; para ello hay que verlo con suficiente anticipación.

Desde 1940, las políticas de diseño geométrico de *AASHTO* definieron formalmente límites aceptables para la **DVD**, según un análisis racional de los requerimientos de seguridad. Una adecuada **DVD** depende de las velocidades de operación del camino y se obtiene mediante el diseño de alineamientos horizontales y verticales que eviten o eliminen las obstrucciones visuales.

Primera Normas

Aunque las normas **A40** fueron las primeras formalmente promulgadas, este elemento de diseño no se ignoraba en los niveles viales oficiales antes de ese tiempo.

Ya desde 1914, textos de ingeniería vial reconocían el peligro de una **DV** limitada. En 1916 se recomendaba proveer al menos una clara visión adelante de 75 metros; en 1924 se expandió la descripción de la **DV** y se recomendaba que debería ser de unos 120 metros para permitir la vista de un vehículo que se aproxime en sentido contrario; en 1926, se indicaron *150 metro; en 1935, 180 metros; en 1937 254 metros.*

Esto muestra que *AASHTO* daba guías sobre la **DVD** desde antes de 1940; sin embargo, los aspectos de alturas de ojo y objeto, tiempo de percepción-reacción adecuado y **DF** razonable no se comprendían totalmente.

Datos de Campo

Los estudios de la relación entre los accidentes viales y la **DVD** son limitados, y las mediciones de la *distancia de detención*, **DD**, ante la aparición de un peligro en la calzada mejoraron en número y precisión tomando como parámetros básicos la **DD** medida desde el punto donde se hace *visible* el peligro y la velocidad inicial, **V**, del móvil al comienzo del frenado.

Modelos Matemáticos

Se entendió que la **DVD** comprendía dos componentes relacionados con operaciones del conductor: la distancia recorrida a velocidad uniforme, **V**, durante el lapso en que el conductor advierte el peligro y reacciona para aplicar los frenos (concepto cinemático) y la distancia **DF** en movimiento desacelerado recorrida durante el frenado (conceptos cinemático o dinámico). La expresión general es **DVD = DPR + DF**.

4 Distancia de Percepción y Reacción **DPR**

El tiempo de percepción y reacción es uno de los parámetros de la **DVD** más estudiados por ingenieros viales y de tránsito, psicólogos, médicos y especialistas en estadísticas. Se han medido valores en un amplio rango, según varios factores del conductor: edad, género, educación vial, hora del día, salud, estado físico, etcétera. Cualquiera que sea el valor adoptado para el tiempo de percepción y reacción, **tPR**, la distancia recorrida durante tal lapso es **DPR = VxtPR**, expresión cinemática.

5 Distancia de Frenado DF

Modelos matemáticos

En general, sobre la base de los datos de campo V y DF , se idearon dos tipos de modelos matemáticos interrelacionados para calcular la distancia de frenado: *dinámico* y *cinemático*.

El *dinámico* supone que la energía cinética del móvil que frena se transforma *íntegramente* en trabajo de fricción entre neumáticos y superficie de calzada. El *cinemático* supone que el frenado del móvil ocurre con movimiento uniformemente desacelerado.

6 Modelo Dinámico de DF

Coefficiente de Fricción

Los datos de campo son V , DF , condiciones y materiales de las superficies de calzada y neumáticos. Para cada conjunto de condiciones, se relacionan los datos con la expresión simplificada de la igualdad entre la energía cinética y el trabajo de fricción. El coeficiente *global* de fricción entre neumático y calzada, f , es una *resultante* del modelo adoptado, y se lo supone constante durante el frenado; es un valor *representativo* de la fricción entre neumáticos y calzada, pero engloba también la resistencia del aire, la del rodamiento, y la interna del motor y engranajes.

La expresión que permite obtener DF es una *fórmula empírica* de un fenómeno complejo a la cual se le dio la apariencia de provenir de un fenómeno más simple.

Las diferencias entre el sencillo modelo teórico y la experiencia (mediciones) se ajustan por medio del coeficiente f . De energía cinética igual a trabajo de fricción resulta:

$$\frac{v^2}{2g} = DF \times f \rightarrow f = \frac{v^2}{2g \times DF} \quad (1)$$

En el sistema métrico:

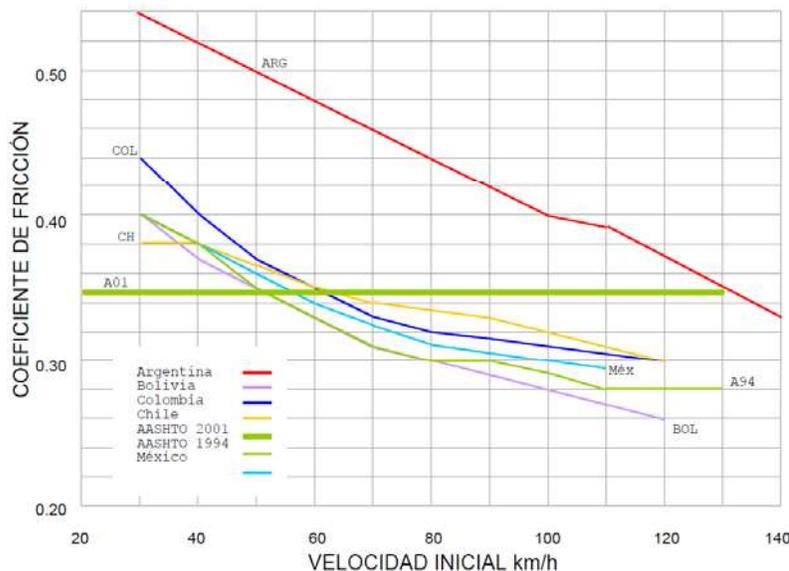
V , m/s

V , km/h

g , m/s²

DF , m

$$f = \frac{V^2}{3.6^2 \times 2 \times 9.8 \times DF} = \frac{V^2}{254 \times DF}$$



En la **Figura** se representan los valores de f para calzada húmeda de varios países americanos, excepto los de **VN67** que son para calzada seca.

7 Modelo Cinemático de *DF*

Desaceleración

En el modelo cinemático la *DF* es la distancia recorrida en movimiento uniformemente desacelerado:

$$DF = \frac{v^2}{2a} = \frac{V^2}{3.6^2 \times 2 \times a} = \frac{V^2}{25.92 \times a} \quad (2)$$

Relacionando (1) y (2) resulta $f = a/g$

El considerar durante el frenado movimiento uniformemente desacelerado es una *conjetura* simplificativa. En el mundo real se desacelera según infinitas formas; la lineal en función del tiempo es la menos compleja de medir.

Es decir, *a* es *global* para todo el suceso de frenado desde el principio hasta el fin, independientemente de lo que sucede en su transcurso.

8 *DF* Según Libro Verde A01

En **A01**, AASHTO hace suyas las conclusiones de los estudios de *Fambro*, *Fitzpatrick* y *Koppa*, **FFK**, y adopta el modelo cinemático de frenado con $a = -3.4 \text{ m/s}^2$, para cualquier velocidad inicial, material y condición de pavimento y neumáticos.

En el equivalente modelo dinámico resulta una fricción $f = 3.4/9.8 = 0.35$

En sus informes, FFK reconocen que la mayoría de la gente está de acuerdo con que el modelo dinámico de DVD de A94 resulta en caminos bien diseñados; es decir, SEGUROS, EFICIENTES Y ECONÓMICOS, pese a lo cual deciden el cambio debido a la sorprendente razón de que los parámetros del modelo no representan el entorno de conducción o un manejo seguro. Así, aunque su uso resulta en un buen diseño, es difícil justificar, validar o defenderlo como un buen modelo. Como resultado de estas dificultades, se recomienda un modelo relativamente simple, basado en el comportamiento del conductor, como reemplazo del modelo actual de AASHTO. El modelo se calibró revisando la literatura, y registrando u analizando 45 conductores y 3000 maniobras de frenado, bajo una variedad de condiciones geométricas, climáticas y de sorpresa. Los resultados mostraron que la mayoría de los conductores seleccionaron desaceleraciones de 3.4 m/s^2 o mayores. Esta desaceleración puede obtenerse sin perder el control del volante y está cerca de los valores definidos como cómodos por los textos de ingeniería de tránsito.

Comentarios

Dicho gráficamente, esto es poner el *carro delante del caballo*. Con un modelo matemático se procura representar un objeto o suceso en lenguaje matemático, NO ES el objeto o suceso, sino su representación más o menos precisa según el número y calidad de los datos y aptitud del analista. La bondad de un modelo matemático se basa en los RESULTADOS, no en los valores de los parámetros interiores de cálculo.

La resolución de la *DF* más que un problema de la Física, es un problema de Comportamiento Humano, Registro de Accidentes y, principalmente, Estadístico; para el cual se emplean expresiones de la Física, cuyos resultados se ajustan a la realidad *probable* por medio de coeficientes. Principalmente interesan los registros de velocidad, comodidad de los usuarios, distancia de frenado real según diversas condiciones de neumáticos y pavimento, frecuencia y gravedad de accidentes, calidad del parque automotor.

Se reitera el punto clave: **a** se determina indirectamente a partir de pares de datos medidos en campo **V** y **DF**; tal como si se hubiera determinado **f** en el modelo dinámico:

$$a = \frac{V^2}{25.92 \times DF} \quad ; \quad f = \frac{V^2}{254 \times DF}$$

Si, según tales pares de valores **V** y **DF** medidos en campo para calibrar el modelo cinemático resultó estadísticamente **a** = -3.4 m/s² para cualquier valor de **V**, entonces también **f** resulta constante, **f** = 0.35, para cualquier valor de **V**.

Pero, durante décadas, hasta 1994 en los Libros Azules, Rojos y Verdes, AASHTO sostuvo:

*El factor **f** se usa como resultado de un valor general o único, representativo de todo cambio de velocidad. Las mediciones muestran que **f** no es el mismo para todas las velocidades; disminuye en cuanto la velocidad aumenta. Varía considerablemente debido a muchos elementos físicos tales como la presión y composición de los neumáticos, tipo y condición de la superficie del pavimento, y la presencia de humedad, barro, nieve o hielo. La distancia de frenado también depende del sistema de frenos del vehículo. Se tienen en cuenta las distintas variables por si **f** se calcula para cada prueba según la fórmula estándar.*

Dado que los limitados y nuevos datos de campo de **FFK** merecieron la confianza de AASHTO, en lugar de cambiar de modelo hubiera sido preferible mantener el *dinámico* y anunciar que debido a nuevas modalidades de conducción observadas resulta un frenado con un **f** constante igual a 0.35, independiente de la velocidad inicial, de la superficie seca o húmeda, del material y terminación de la superficie de la calzada; material, estado, presión y dibujo de los neumáticos, ... lo cual el buen juicio indica muy difícil de probar, pero que se evitó explicitar con el cambio de modelo.

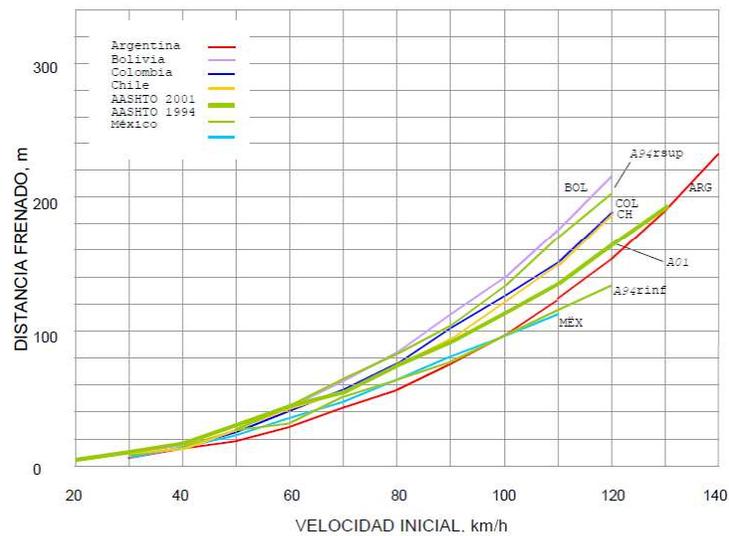
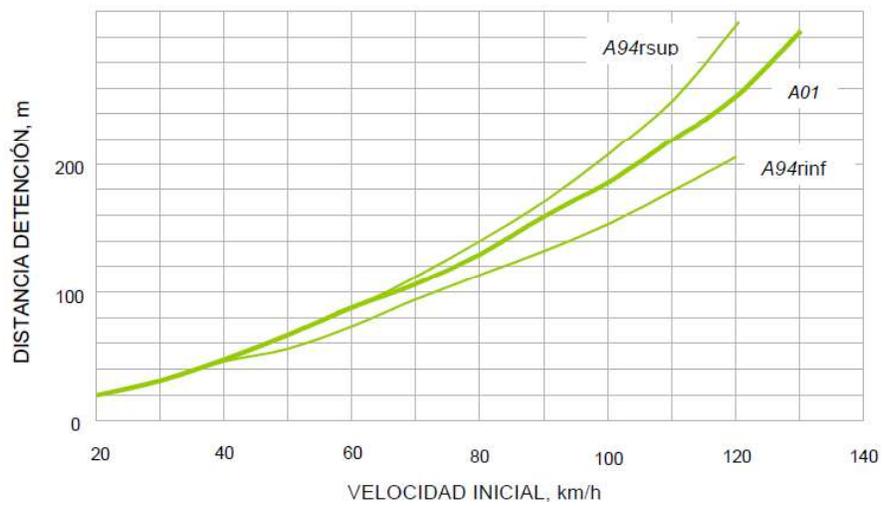
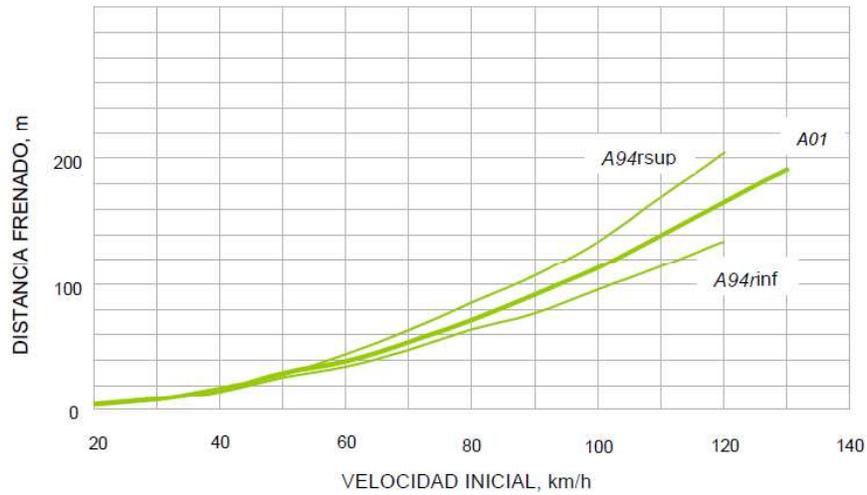
Como pidiendo disculpas, en **A01** se dice al pasar:

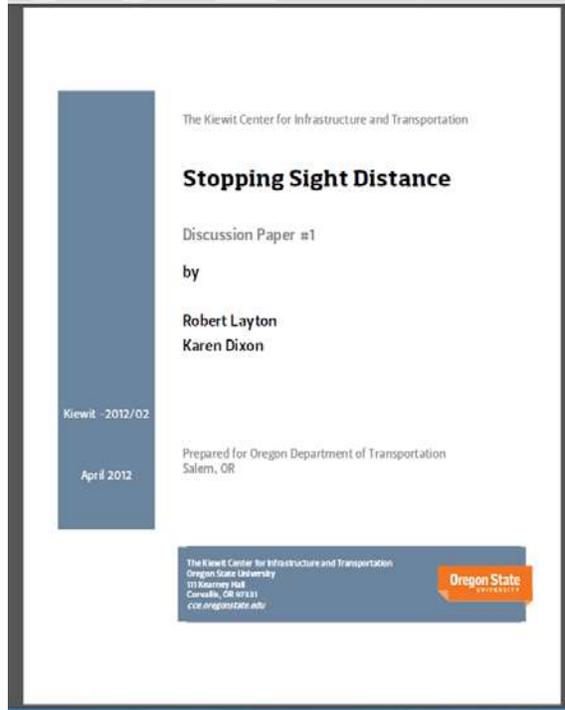
para asegurar que los nuevos pavimentos tengan y retengan coeficientes de fricción comparables a la tasa de desaceleración (3.4 m/s²) usada para desarrollar la Tabla 3-1 (modelo cinemático) los diseños de pavimento deberían cumplir los criterios establecidos en las Guidelines for Skid Resistant Pavement Design de AASHTO.

Moraleja que avalaría don Friedrich: algunos enturbian las aguas para que parezcan más profundas...

9 Comparación de DVD

En las **Figuras** se representan **DF** y **DVD** en función de **V** según **A94** (rangos superior e inferior) y **A01**. La diferencia entre las ordenadas correspondientes de los dos gráficos es **DPR**. En la última **Figura** se representan las **DF** de los mismos países que los de la **Figura** del punto 6.



ANEXO 4T1 – CURVAS VERTICALES CONVEXAS

Centro Kiewit
Infraestructuras y Transporte

<http://kiewit.oregonstate.edu/pdf/12-2-stopping-sight-distance.pdf>

Distancia visual de detención

APÉNDICE A - CURVAS VERTICALES CONVEXAS

Documento de Trabajo N° 1

Robert Layton

Karen Dixon

Kiewit -2012/02

Para el Oregon DOT

Salem, OR

Abril 2012

Oregón State

UNIVERSIDAD

111 Kearney Salón Corvallis, OR 97331

cce.oregonstate.edu

APÉNDICE A

Evaluación del criterio de altura de objeto de 60 cm

En este apéndice se evalúa la eficacia de la utilización de una altura de 60 cm de objeto para el análisis de distancia visual de detención, tal como se propone en el nuevo 2001 AASHTO Greenbook. El nuevo 2001 AASHTO Greenbook establece 60 cm de altura de objeto para distancia visual de detención, ya que representa la altura de la luz trasera de un automóvil, el objeto que tiene más probabilidades de ser golpeado en un accidente. Este objeto de la altura en la superficie parece razonable y prudente. Sin embargo, hay un número de cuestiones que deben ser considerados cuando el aumento de la altura del objeto a partir de 15 cm a 60 cm, incluyendo:

1. El objeto más frecuentemente golpeado en la calzada es un automóvil, ya que es el objeto más frecuentemente encontrado en el camino.
2. Otros objetos de 15 cm a 60 cm no se ven afectados con frecuencia debido a las normas de distancia visual de detención anteriores proporcionan la distancia visual de ver un objeto de 15 cm o más.
3. Los objetos de menos de 15 cm por lo general no causan accidentes, ya que un vehículo puede pasar por encima de ellos, o que no tienen suficiente masa para dar mayores problemas.
4. Elementos del diseño en el camino no es visible desde una distancia previa adecuada para dar cabida a las operaciones de seguros en el camino de geometría viales diseñados en base a un 60 cm Altura de objeto.
5. Distancia de visibilidad faro sobre una curva vertical de cresta en la noche está muy restringido, y peligroso para las curvas verticales diseñadas sobre la base de un objeto de 60 cm de altura.

La sección de camino que es visible para un conductor a distancia visual de detención se reduce sensiblemente, es decir, las pendientes laterales, secciones zanja y otras señales visuales que los conductores utilizan para operar su vehículo no están disponibles. Por lo tanto, se podría esperar conductores desconocidos para frenar en estos lugares. Otros pilotos van a tener menos tiempo para reaccionar y adaptarse a las condiciones del camino.

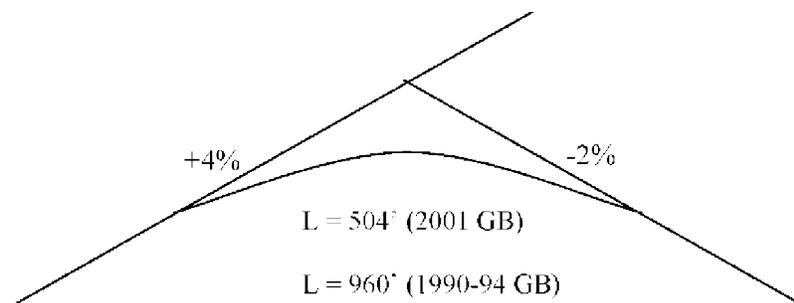
Una comparación de la distancia de vista previa para un objeto de 15 cm para una curva vertical diseñado bajo los criterios de 2001, en comparación con los criterios de 1990 a 1994, se muestra cómo se convierten en operaciones restringidas a los nuevos criterios.

Ejemplo - Comparación del diseño de una típica curva vertical de 50 mph

Dado: SSD 2001 = 425'; SSD 1990-1994 = 475'

Speed Design = 50 mph

G1 = +4%, G2 = -2%



Vertical Curve Design:

2001 Greenbook Design

$$L = KA; \quad L = 84 \times 6$$

$$L = 504'$$

1990-94 Greenbook Design:

$$L = KA; \quad L = 160 \times 6$$

$$L = 960'$$

Preview Distance Calculation:

Preview distance with an

Object height = 0.5':

Equation relating length and sight distance for vertical* curves:

$$S < L: \quad L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

$$504 = \frac{6S^2}{100(\sqrt{2 \times 3.5} + \sqrt{2(0.5)})^2}$$

$$S = 333 \text{ ft}$$

Longitud de la curva vertical requerida:

La longitud de la curva vertical se redujo casi a la mitad con los nuevos criterios, 504 pies frente a 960 pies

Anterior distancia de detención para altura de objeto de 0.5 ft. Para diseño de curva 2001 (con altura de objeto 2 pies):

La distancia vista previa disponible es 333 pies para ver un objeto de 0.5 ft, donde la distancia visual disponible bajo los criterios 1990-94 requiere 475 pies para los criterios de 2001.

Mínimo tiempo de maniobra disponible:

Si suponemos que el vehículo puede maniobrar alrededor del objeto ft 0.5 con un movimiento lateral cómodo, sólo 4,5 segundos el tiempo de viaje están disponibles para esta maniobra, mientras el vehículo viaja 333 pies a 50 mph;

$$TT \text{ Prov.} = 333 / (1.47 \times 50) = 4.5 \text{ s}$$

- Ver AASHTO Geometric Design Greenbook o Topografía texto Ruta para el desarrollo de la ecuación

Tiempo total de maniobra requerido

La distancia total que se requiere para maniobrar alrededor de un objeto es la distancia percepción/reacción más la distancia de maniobra. Se han observado velocidades de movimiento laterales típicos de 3-4 pies/s. El tiempo de maniobra requerido para la curva de ejemplo, en las zonas rurales y urbanas, es mayor que la disponible, por 1 segundo y 2 segundos urbano rurales, respectivamente, como se muestra a continuación.

| | PRT | | Maneuver Time | |
|-------|------------------|---|---------------------------------------|---|
| Urban | 2.5 ^s | + | $\frac{12 \text{ ft}}{4 \text{ FPS}}$ | = <u>5.5^s > 4.5^s</u> |
| Rural | 2.5 | + | $\frac{12 \text{ ft}}{3 \text{ FPS}}$ | = <u>6.5^s > 4.5^s</u> |

Si asumimos que tenemos una distancia de vista previa que es igual a la distancia visual de detención, también es insuficiente. Como se muestra, se requiere 5,8 segundos frente a 4,5 segundos provistos.

Distancia previa = SSD

Tiempo previo = $425 / (1.47 \times 50) = 5.8 \text{ s} > 4.5 \text{ s}$

Además, si nos fijamos en la condición del alcance visual pavimento con una altura de objeto igual a "0", la distancia de visibilidad pavimento disponible es;

$$S < L : L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

$$504 = \frac{6S^2}{100(\sqrt{2 \times 3.5} + \sqrt{2 \times 0})^2}$$

$$S = 242 \text{ ft.}$$

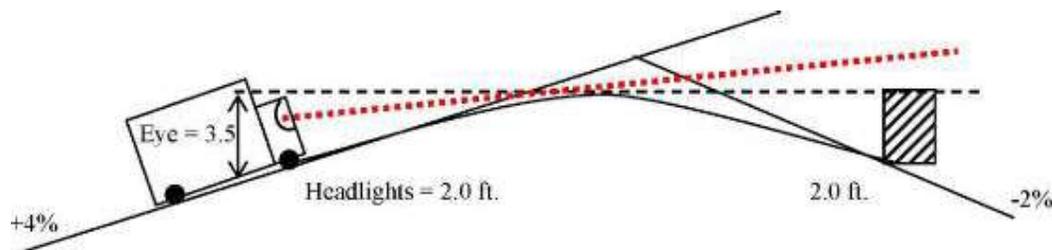
with a travel time available for maneuvering of,

$$T_{\text{PROV}} = \frac{242}{1.47(50)} = 3.3 \text{ sec.}$$

Sólo 3,3 s. del tiempo de viaje y 242 pies de distancia de viaje están disponibles para un piloto para ver el pavimento, reaccionar y maniobrar el vehículo. Es evidente que muy poco por la distancia o la maniobra estándar distancia de visibilidad de parada.

Distancia visual de faro sobre una curva vertical convexa

La distancia de visibilidad de los faros sobre una curva vertical de cresta se ha acomodado, algo, por la altura más conservador de los criterios objeto de 15 cm. Sin embargo, la distancia de visibilidad de los faros sobre una curva vertical de la cresta está restringido para las curvas verticales proyectados con 2.0 pies 60 cm Altura de objeto. Para el ejemplo de la curva anterior, se proporciona solamente 366 pies de un vehículo que está parado y sin luces traseras encendidas, donde el reflejo de las luces traseras de los faros del vehículo muestra que el objeto. Aviso para la curva ejemplo, un objeto debe ser de 3,5 pies (1080 mm) de alto para ser visible con los faros en la distancia de visibilidad de parada de 425 pies, hay objetos de menos de 3.5 pies (1080 mm) se encendían por el faros de 425 pies Por lo tanto, no es adecuada distancia visual de detención en la noche de los objetos de menos de 3.5 pies (1080 mm).



S.D. de faro sobre ejemplo de curva vertical convexa “2001” con altura de faro de 2 ft. Para un objeto de 2 ft. de altura:

$$L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

$$504 = \frac{6S^2}{100(\sqrt{2 \times 2} + \sqrt{2 \times 2})^2}$$

$$S = 366 \text{ ft} < 425 \text{ ft}$$

with a travel time of

$$TT_{\text{PROV}} = \frac{366}{1.47(50)} = 5.0 \text{ sec} > 4.5 \text{ sec}$$

Por lo tanto, el tiempo de viaje de 5 s requerido para ver y detenerse antes de un objeto 2 pies cm es sólo ligeramente mayor que el tiempo de maniobra disponible que sea necesaria para evitar el objeto.

S.D. de faro con faro de 2 pies y objeto de 0.5 ft. sobre el ejemplo “2001” de curva vertical:

La distancia visual de los faros a un objeto de 0.5 ft. en el camino es:

$$L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

$$504 = \frac{6S^2}{100(\sqrt{2 \times 2.0} + \sqrt{2 \times 0.5})^2}$$

$$S = 275 \text{ ft.} < 425 \text{ ft.}$$

with a travel time of

$$TT_{\text{PROV}} = \frac{275}{1.47(50)} = 3.7 \text{ sec.} < 4.5 \text{ sec.}$$

El conductor no puede ver un objeto de hasta que esté a 275 pies de distancia, con una distancia visual de detención requerido de 425 pies El tiempo de viaje de 3,7 s. para el objeto es menor que el tiempo de maniobra requerido de 4,5 s. para evitar el objeto.

S.D. faro al pavimento con faro según ejemplo “2001” de curva vertical:

La distancia desde la que el pavimento se puede ver es;

$$L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

$$504 = \frac{6S^2}{100(\sqrt{2 \times 2.0} + \sqrt{2 \times 0})^2}$$

$$S = 183 \text{ ft.} < 425 \text{ ft.}$$

with a travel time of

$$TT_{\text{PROV}} = \frac{183}{1.47(50)} = 2.5 \text{ sec.} < 4.5 \text{ sec.}$$

Esto proporciona tiempo para la percepción/tiempo de reacción para el diseño de, pero no deja tiempo para la acción de dirigir para evitar una condición en el pavimento, como por ejemplo, un bache. El tiempo disponible para percibir, reaccionar y seguir el carril cómodamente no es suficiente.

**PRÁCTICAS INTERNACIONALES DE DISEÑO
DE LA DISTANCIA VISUAL DE DETENCIÓN**

Douglas W. Harwood, Midwest Research Institute

Daniel B. Fambro Texas A&M University

Bruce Fishburn, Roads and Traffic Authority of New South Wales

Herman Joubert, African Consulting Engineers, Inc.

Rüdiger Lamn, University of Karlsruhe

Basil Psarianos, National Technical University of Athens

<http://pubsindex.trb.org/view.aspx?id=659700>

Traducción y Resumen

CURVAS VERTICALES CONVEXAS

La longitud mínima de curvas verticales está controlada por la **DVD requerida, altura de ojo del conductor, y altura de objeto**. Esta longitud de curva requerida es tal que por lo menos en todos los puntos a lo largo de la curva se disponga de la DVD calculada según las Ecuación (1) y (2):

$$DVD = SSD = 0.278 V_o t + V_o^2 / 254f \quad (1)$$

$$DVD = SSD = 0.278 V_o t + V_o^2 / [254 (f \pm i)] \quad (2)$$

En (2), i es la pendiente media. $[i = \frac{1}{2} (i_1 + i_2) = \text{pendiente de la cuerda} = \text{pendiente de la tangente en el punto medio de la curva vertical}]$.

En Gran Bretaña, la altura de ojos del conductor utilizada para determinar la longitud de la curva vertical varía de 1.05 a 2 m; y la altura de objeto de 0.25 a 2 m.

Pueden usarse las fórmulas siguientes para determinar la longitud requerida en curvas verticales convexas y cóncavas, a partir de las suposiciones sobre las pendientes adyacentes y las alturas de ojo y objeto.

Para curvas convexas:

$$L = AD^2 / [200 ((\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2}))^2] \quad D < L \quad (3)$$

$$L = 2D + [200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2] / A \quad D > L \quad (4)$$

Donde:

L = longitud requerida de curva vertical, m

$D = S$ = distancia visual, m

A = diferencia algebraica de pendientes, %

h_1 = altura ojo sobre superficie calzada, m

h_2 = altura objeto sobre superficie calzada oculta desde la vista del conductor, m

Para curvas cóncavas:

$$L = AD^2 / [2(h_3 + D \tan \psi)] \quad D < L \quad (5)$$

$$L = 2D - [2(h_3 + D \tan \psi)] / A \quad D > L \quad (6)$$

Donde:

h_3 = altura faros vehículo sobre la superficie de la calzada, m

ψ = ángulo de divergencia superior del rayo de luz faro delantero (la mayoría de los países usa 1° ; algunos usan 0°)

A menudo, la curvatura de las curvas verticales convexas y cóncavas se caracteriza con el factor K, definido como la longitud de la curva vertical dividida por su diferencia algebraica de pendiente, m/%, mostrada en la Ecuación [7].

$$K = L/A$$

[7]

La **Tabla 3** resume las diferencias entre los países de las alturas de ojo del conductor y del objeto para determinar las longitudes de las curvas verticales. Todas las alturas de ojo supuestas están en el rango de 1 a 1.15 m para el conductor de un vehículo de pasajeros. Las suposiciones de altura de objeto son más variadas. Australia, Gran Bretaña, Suecia, Suiza y los EUA, cada uno supone un objeto pequeño con una altura en el rango de 15 a 26 cm. Canadá y Francia usan una altura de objeto basada en la altura de los faros traseros en el rango de 35 a 38 cm. Alemania usa un valor de altura de objeto que varía con la velocidad directriz desde 0 a bajas velocidades hasta 45 cm a altas velocidades. Una característica única de las guías suecas es que especifican una parte mínima del objeto (1' de arco) que debe verse.

TABLA 3 Comparación de criterios de alturas de ojos de conductor y objeto usadas para diseñar curvas verticales

| Country | Driver eye height (m) | | Object height (m) |
|---------------|-----------------------|-------|-------------------|
| | Passenger car | Truck | |
| Australia | 1.15 | 1.80 | 0.20 |
| Austria | 1.00 | -- | 0.00-0.19 |
| Britain | 1.05 | -- | 0.26 |
| Canada | 1.05 | -- | 0.38 |
| France | 1.00 | -- | 0.35 |
| Germany | 1.00 | 2.50 | 0.00-0.45 |
| Greece | 1.00 | -- | 0.00-0.45 |
| South Africa | 1.05 | 1.80 | 0.15-0.60 |
| Sweden | 1.10 | -- | 0.20 |
| Switzerland | 1.00 | 2.50 | 0.15 |
| United States | 1.07 | -- | 0.15 |

La **Figura 3** resume las guías de catorce países para determinar las longitudes de las curvas verticales convexas. Los datos para países distintos que los revisados directamente en este informe se basan en el trabajo de Krammes y Garnham. (16) Los valores mínimos de K se basan en la DVD requerida, como también las alturas de ojo y objeto. Muchos países especifican curvas verticales parabólicas; la mayoría de los países europeos especifican curvas verticales circulares, pero, por conveniencia, las replantean en el campo como parabólicas. Para una curva vertical circular, el valor 100K representa el radio de la curva vertical. Sin embargo, debería reconocerse que, para un valor dado de K, las rasantes de las curvas parabólicas y circulares difieren sólo en unos pocos cm. En la **Figura 4** se comparan las guías para las curvas verticales cóncavas. Algunos de los países revisados, incluyendo los EUA, para la curva vertical cóncava usan criterios basados en la altura de los faros delanteros; otros países consideran a las curvas verticales cóncavas como menos críticas con respecto a la seguridad, y basan sus guías de diseño en la comodidad y apariencia.

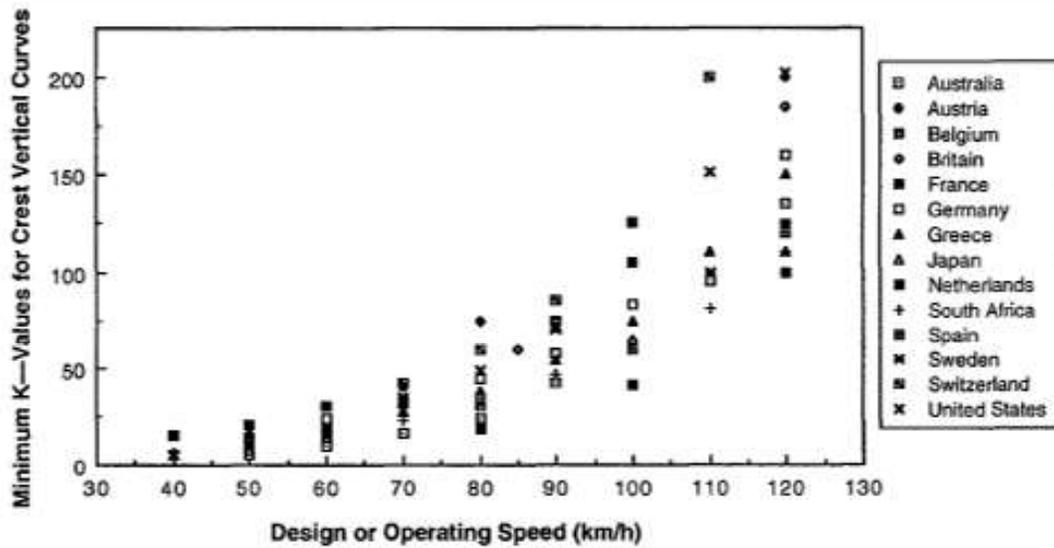


FIGURA 3 Comparación de valores-K mínimos para curvas verticales convexas de países seleccionados.

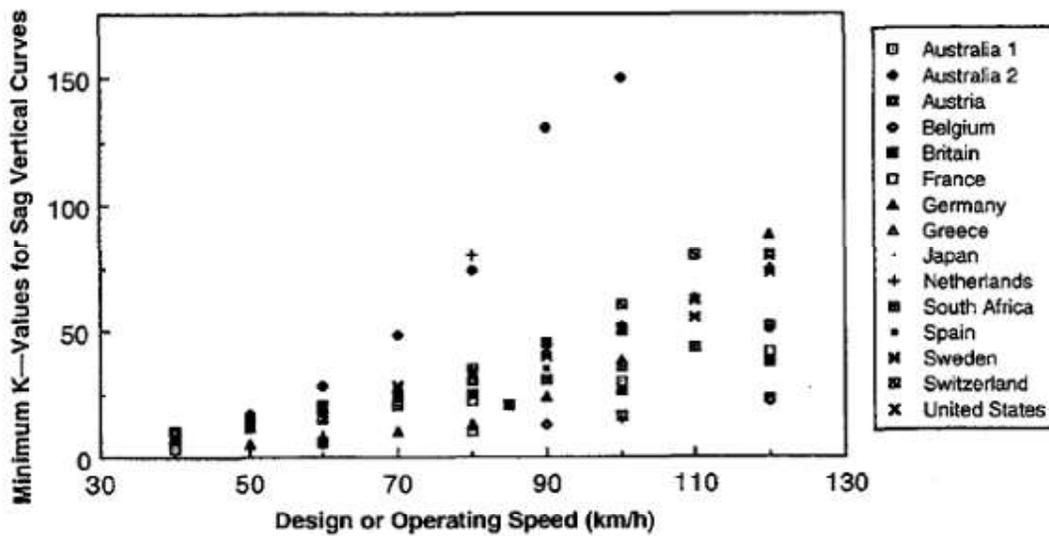


FIGURA 4 Comparación de valores-K mínimos para curvas verticales cóncavas de países seleccionados

PÁGINA DEJADA INTENCIONALMENTE EN BLANCO

La distancia visual de detención según el Libro Verde - AASHTO 2001

Francisco Justo Sierra - Ingeniero Civil UBA

Monografía Provia 2002 – Cenattev, Buenos Aires

https://docs.google.com/folder/d/0BxLPNTrCi_7uOENwNGZZbDZXT2M/edit?pli=1&docId=0BxLPNTrCi_7uOUJXbGVBRHZvWTA

<http://www.copaipa.org.ar/menu.php?seccion=SeguridadVial>

CURVAS VERTICALES CONVEXAS

La longitud L mínima básica ($L \geq DVD$) de las curvas verticales convexas resulta de la expresión:

$$L = \frac{A \times DVD^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2} = B_{(h)} \times A \times DVD^2$$

Donde:

h_1 = Altura ojo conductor

h_2 = Altura objeto

$B_{(h)}$ = Coeficiente de alturas de objeto y ojo conductor, 1/%m

A = Diferencia algebraica de pendientes, %

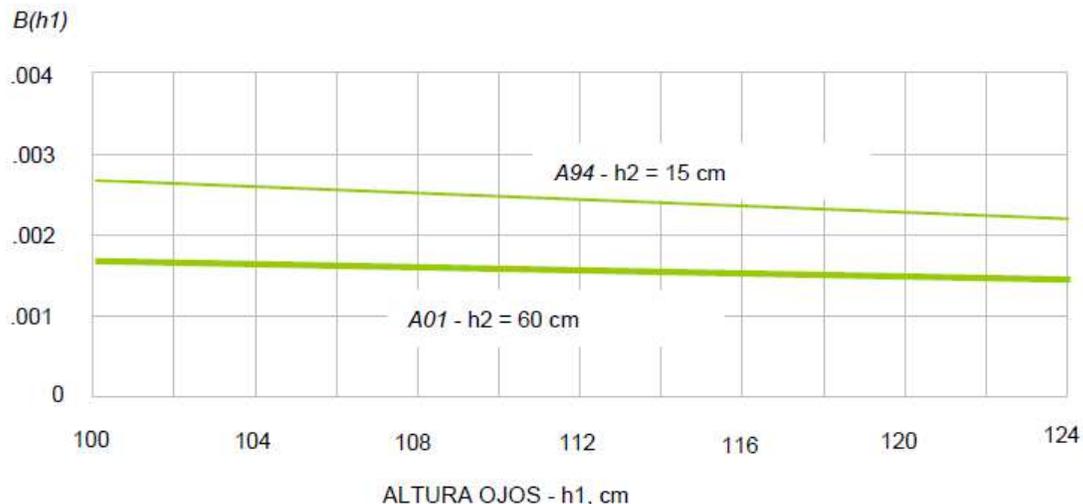
DVD = Distancia Visual de Detención, m

A primera vista se advierte la gran sensibilidad de L a las variaciones de V . L es función cuadrática de DVD , la cual es función cuadrática de V , por lo cual resulta L función de V a la cuarta potencia.

L es directamente proporcional a A y $B_{(h_2)}$

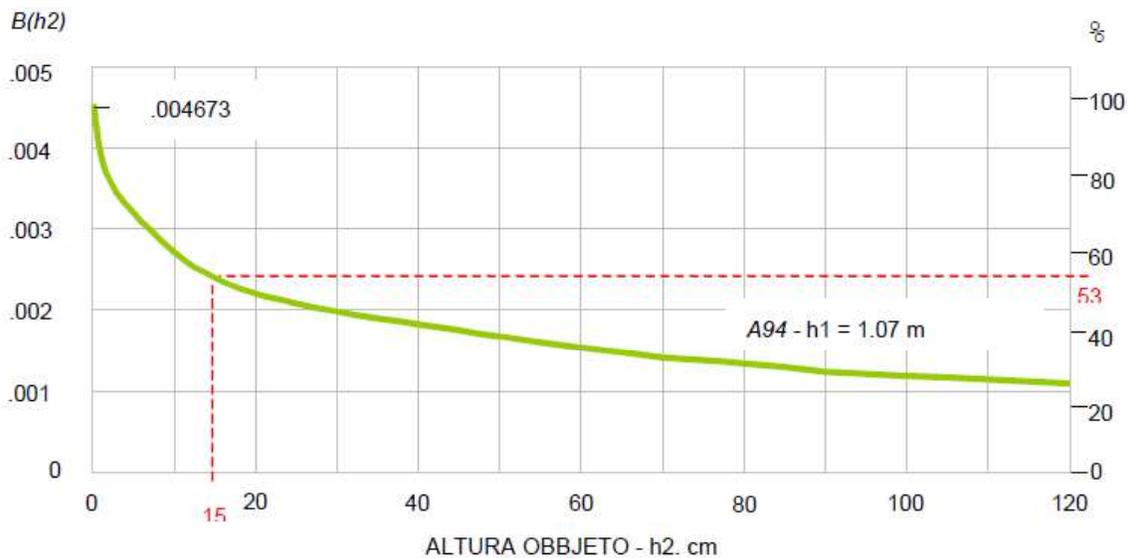
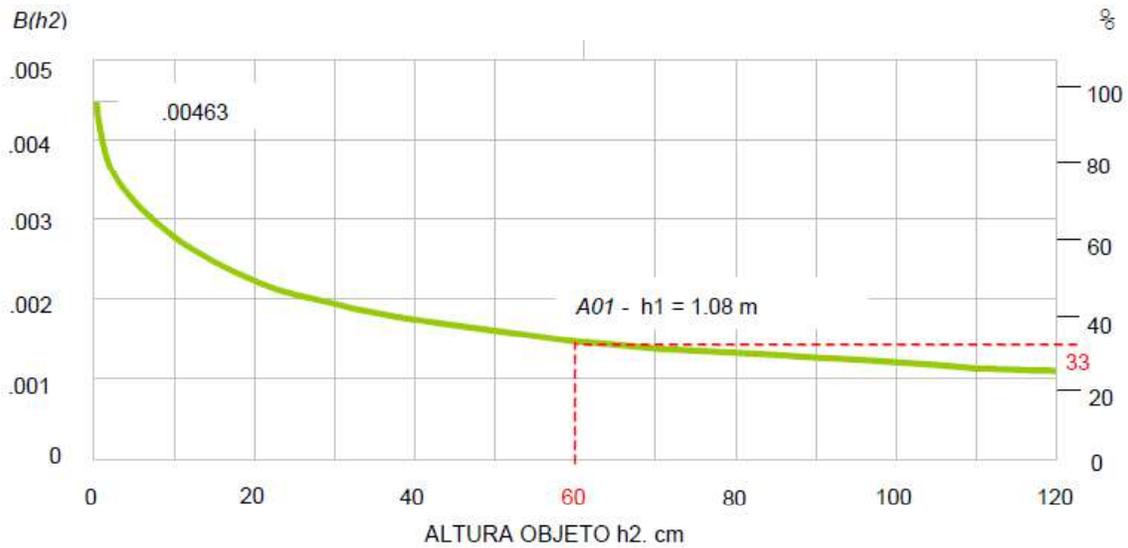
Coeficiente de alturas de objeto y ojo conductor, $B_{(h)}$

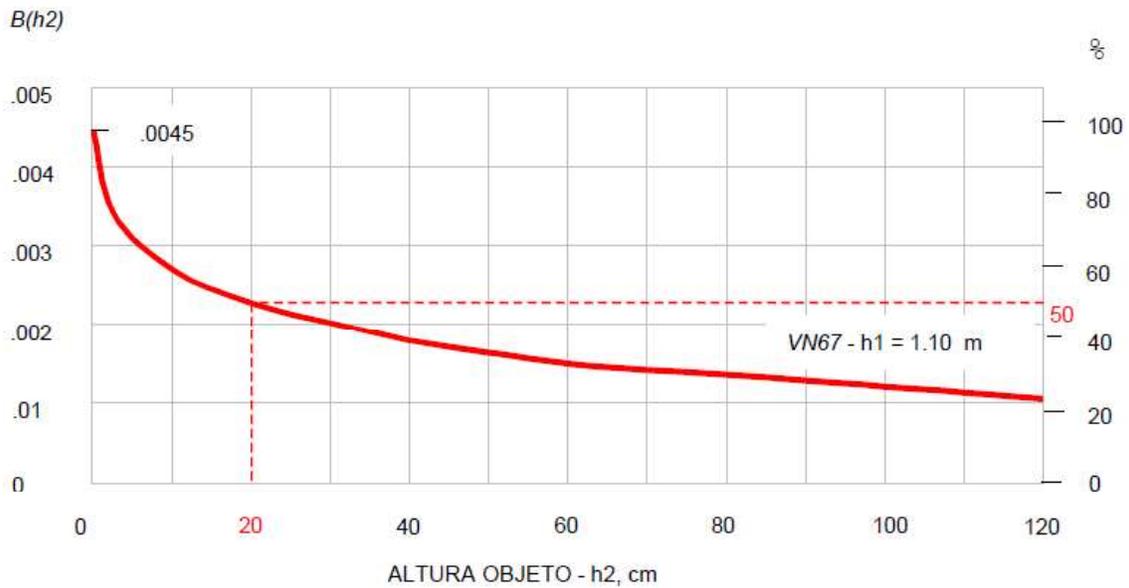
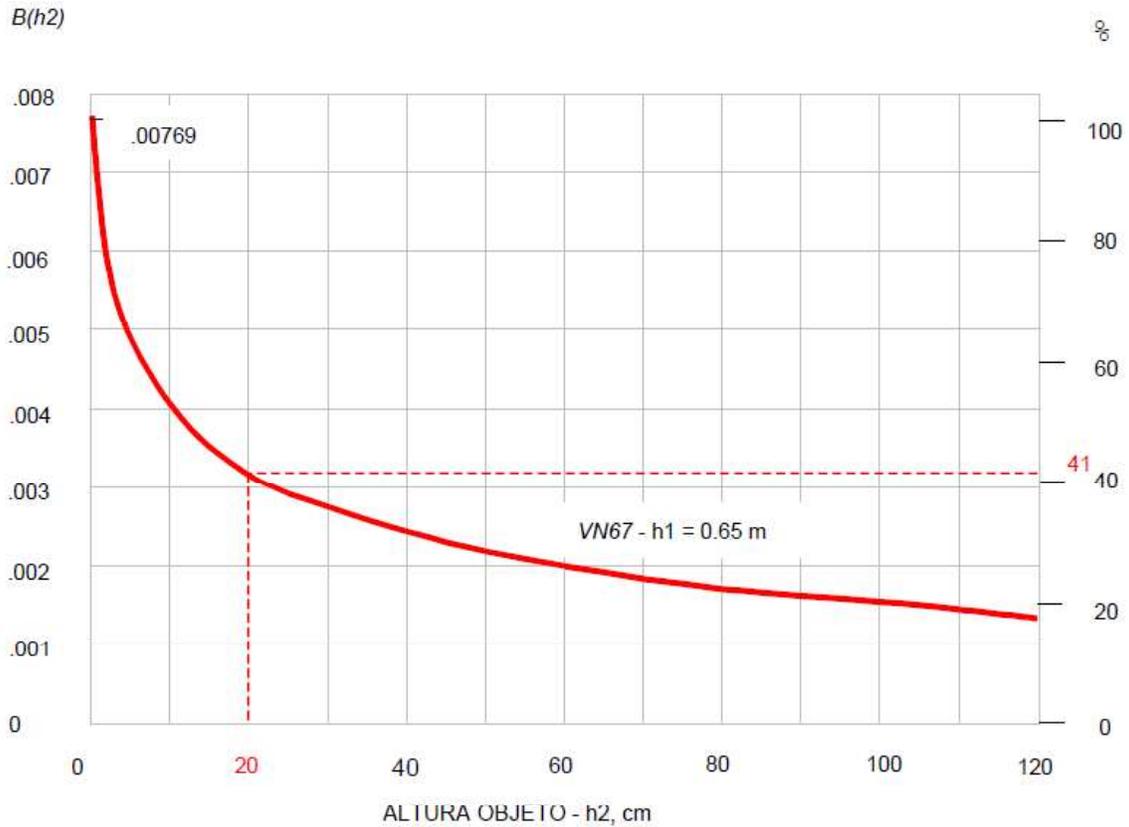
En la **Figura** se representa $B_{(h_1)}$ en función de h_1 para h_2 constante según **A94** y **A01**.



Cualquiera que sea h_2 , a primera vista se advierte la casi nula sensibilidad de $B_{(h_1)}$ en el rango de h_1 representado, entre 100 y 124 cm

En las **Figuras** se representa $B_{(h_2)}$ en función de h_2 para h_1 constante según **A01**, **A94** y **VN67**.





Cualquiera que sea h_1 , a primera vista se advierte la gran sensibilidad de $B_{(h_2)}$ hasta aproximadamente $h_2 = 30$ cm.

11 Las curvas verticales convexas y la seguridad

Según el Ing. Ezra Hauer, **EH**, (4) el diseño de las curvas verticales convexas no se basa en hechos empíricos, sino en una plausible conjetura. Al fundar el diseño vial en una conjetura no demostrada, se corta la conexión entre la realidad y la seguridad vial (medida por la frecuencia y gravedad de los accidentes). El diseño de las curvas verticales convexas se vuelve un ritual fundado en una idea preconcebida sobre cuál es la causa de fallas (choques) en las curvas verticales.

Sobre la altura de objeto **h₂**, **EH** cuenta una interesante historia:

Originalmente, en 1940, las normas norteamericanas establecieron una altura de 10 cm. Quienes escribieron la norma no tenían ningún obstáculo particular en la mente, aunque el rumor se refería al criterio del perro muerto. Al incrementar la altura de objeto de 0 hasta 10 cm la requerida longitud de curva vertical se reducía en 40 %... el uso de una altura de objeto mayor... resulta en poca economía adicional... Aquí, la economía se refiere al movimiento de suelos... Así, se eligió una altura de 10 cm, no porque los obstáculos más bajos no fueran una amenaza para la seguridad, sino porque la selección de un obstáculo más alto no ahorraría mucho en el costo de construcción. Luego, alrededor de 1961, en los flamantes modelos de automóviles **h₁** era mucho más baja que una o dos décadas anteriores, y sus conductores no podían ver realmente los objetos de 10 cm a la prescrita **DVD**... de la noche a la mañana las curvas convexas se convirtieron en subestándares. La solución no fue difícil, dado que el obstáculo de 10 cm no era un objeto real ni elegido sobre la base de ninguna relación factual con la seguridad... se notificó que **la pérdida de la distancia de visibilidad resultante de la menor h₁ podría compensarse ... suponiendo un objeto de más de 10 cm**. En **A65** los obstáculos de 15 cm se volvieron la norma de diseño. **Los hombres prácticos de la comunidad vial estaban luchando con el surrealista problema de fijar la altura de un objeto imaginario, de naturaleza no especificada, con el cual los conductores chocarían con una frecuencia desconocida**. La decisión para el valor de **h₂** puede consistir en adoptar 0 cm como en Alemania, 10 y luego 20 en los EUA, 20 en Australia (y en **VN67**) y casi 40 en Canadá. Consecuentemente, **los ingenieros viales recorren el ritual de diseñar exactamente las curvas verticales convexas que cumplan con la norma actual - sin embargo arbitraria y actúan así con la profundamente enraizada y honestamente defendida creencia de que esto satisface el interés por la seguridad**.

Es más costoso construir carreteras para asegurar que todos los obstáculos sean visibles y es más económico construir carreteras para asegurar sólo la visibilidad de las luces traseras.

¿Puede uno tomar una decisión racional acerca de una norma si la cantidad de deterioro en la seguridad vial es desconocida?

Seguramente, para tomar decisiones racionales de esta clase se requiere conocer la relación entre **DVD** y la seguridad. Las suposiciones y conjeturas basadas en la intuición, la experiencia y nociones preconcebidas son insuficientes. Fin de la cita.

Comentario

Para relacionar el diseño de las curvas verticales convexas con la seguridad se requiere el estudio estadístico de una gran base de datos de los accidentes ocurridos en ellas contra objetos de cualquier altura en la calzada: número y gravedad de los accidentes, velocidad, **DVD**, *visibilidad diurna o nocturna*. Al establecer la correlación ente **DVD** en las curvas convexas y la seguridad, se podría hallar cuánto tendría que valer el parámetro **h2 del coeficiente B(h2)** para que el valor de **L** satisfaga la correlación entre **DVD** y seguridad (menor número y gravedad de accidentes), y punto. Si tal parámetro resulta de 60 cm, por ejemplo, no tratar de querer demostrar que un obstáculo de 60 cm de altura es **más peligroso** que otro de 15 o 30 cm. No, sólo es el valor de un parámetro de un modelo, al que no debe confundirse con el suceso. **FFK**, al relacionar la **DVD** en las curvas convexas con la seguridad hallaron un **h2** de 60 cm que asimilaron a la altura de los *faros traseros*: Pero entonces se trataría sólo de *operación nocturna*. Para *operación diurna* hubiera sido más convincente hablar del peligro de la *vaca echada* en la calzada, o de otro obstáculo de altura similar.

12 El A01 y el IHSDM

Parecería que algunos organismos viales norteamericanos se sintieron obligados a hacer coincidir el cambio de milenio con la publicación de nuevas versiones de sus normas; por lo menos así ocurrió con el *MUTCD* y el *Libro Verde*. Quizás hubiera sido preferible postergar estas publicaciones hasta después de la aparición del **IHSDM**.

Para fines de este año la *FHWA* anuncia la publicación de su *Interactive Highway Safety Design Model* -Modelo Interactivo para Diseñar la Seguridad Vial -para incorporar a los programas viales de computación. Será una formidable herramienta para correlacionar las características geométricas con la Seguridad Vial, desarrollada durante más de 10 años a un costo varias veces millonario y que probablemente pondrá en evidencia -sin proponérselo - algunas inconsistencias de las modificaciones introducidas, quizás de apuro, en el **A01**.

13 La DVD en las curvas convexas y la responsabilidad civil

Según el Dr. Ing. John Glennon, en los EUA la mayoría de las demandas por daños y perjuicios referidas a **DVD** comprenden una **DVD** existente considerablemente menor que la normada por AASHTO. Las **DVD** deficientes son más perjudiciales cuando ocultan una intersección próxima, curva cerrada, puente angosto, u otras Incoherencias del camino, más que un objeto en la calzada.

Muchas veces, combinaciones tales se usarán para argüir que la negligencia comparativa de uno o dos conductores en un accidente fue mínima porque los defectos del camino fueron los factores causales principales. Más a menudo, en litigios sobre responsabilidad civil por DVD restringida, la causal será la gravedad de la restricción de la visibilidad en términos de cuán desviada la velocidad directriz efectiva estaba del límite de velocidad prevaleciente. Normalmente, para límites de velocidad de 72-105 km/h, las velocidades de diseño de la DVD de 24 a 48 km/h por debajo del límite de velocidad son objeto de reclamos por daños y perjuicios.

14 Sensibilidad de los parámetros de las curvas convexas

Ejemplo numérico curva convexa según A01

Datos v : 100 km/h

A: 5 % ($i_1 = 2.5$ %; $i_2 = - 2.5$ %)

Solución $B_{(h_2)} = 0.0015$ (1/%m)

$DVD = 182$ m

$L = B_{(h)} \times A \times DVD^2 = 0.0015 \times 5 \times 182^2 = 250$ m

Para $h_2 = 0.15$ hubiera sido:

$L = 0.0027 \times 5 \times 182 = 450$ m

Este valor de L correspondería a una $DVD = 245$ m y $V = 118$ km/h. Este sencillo ejemplo numérico según **A01**, en el cual el resultado de disminuir h_2 de 0.60 a 0.15 m (-75%) es el mismo que aumentar V de 100 a 118 km/h (+ 18%), da idea de la muy distinta sensibilidad de L en relación con h_2 y V .

15 Referencias

1. Ing. Francisco J. Sierra. **Elementos de Diseño Geométrico DNV 1967 - AASHTO 1994**. Monografía XII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Buenos Aires octubre 1997. <http://www.copaipa.org.ar/menu.php?seccion=SeguridadVial>
2. Dr. Ing. John Glennon. **Defectos Viales y Responsabilidad por Daños y Perjuicios**. Lawyers and Judges Publishing. Traducción/Resumen, Ing. FJS, 2002. https://docs.google.com/folder/d/0BxLPNTrCi_7uS0dpcnZGazE0QzQ/edit?pli=1&docId=0BxLPNTrCi_7uMWVhazFTMjNPdWs
<http://www.copaipa.org.ar/menu.php?seccion=SeguridadVial>
3. Daniel Fambro, Kay Fitzpatrick, Rodger Koppa. **Nuevo Modelo de la DVD para usar en el diseño geométrico vial**. Universidad Texas. Traducción, Ing. FJS, 2002. <http://www.nationalacademies.org/trb/publications/geom/ch33.pdf>
4. Ing. Ezra Hauer. **La Seguridad en las Normas de Diseño Geométrico**. Universidad de Toronto, Canadá, 1999. Traducción- Ing. F.J. Sierra, 2002. [http://members.rogers.com/hauer/Pubs/095Safety in Geometric Design.pdf](http://members.rogers.com/hauer/Pubs/095Safety%20in%20Geometric%20Design.pdf)
https://docs.google.com/file/d/0BxLPNTrCi_7udnBxc0xwZ3J3dG8/edit?pli=1
<http://www.copaipa.org.ar/menu.php?seccion=SeguridadVial>

ANEXO 5T1 – DISTRIBUCIÓN DEL PERALTE EN CURVAS HORIZONTALES**1 FRICCIÓN LATERAL MÁXIMA Y RADIO MÍNIMO ABSOLUTO**General

En el modelo matemático de equilibrio dinámico entre acciones y reacciones contra el deslizamiento lateral del vehículo, la denominada fricción lateral depende de las condiciones de las superficies en contacto (pavimento y neumático) incluida la humedad intermedia.

$$f = (V^2/127R) - e$$

Donde f adimensional
 V km/h
 R m
 e decimal = $e\%/100$

Para una velocidad dada en el rango de diseño vial (entre 25/30 y 130/140 km/h), y materiales y condiciones normalizadas de las superficies de calzada, neumáticos y humedad, al disminuir (aumentar) e , la llamada fricción lateral crece (disminuye) hasta que se rompe el equilibrio dinámico, y el vehículo se desliza hacia afuera (adentro).

En el diseño vial el deslizamiento que más interesa es hacia afuera, a altas velocidades y la relación con los accidentes por salida desde la calzada (curvas a la izquierda) y frontales o por salida desde la calzada (curvas a la derecha). La fricción lateral máxima es la alcanzada cuando se inicia o es inminente el deslizamiento.

En una analogía con la estabilidad de una viga sometida a esfuerzos de flexión por cargas conocidas, la fricción lateral máxima sería como una tensión de rotura, con la cual ningún estructuralista se animaría a dimensionar, ni los reglamentos se lo permitirían. Usará las tensiones admisibles, resultantes de aplicar coeficientes de seguridad normalizados según la función de la estructura.

En el diseño vial no está claro si la fricción lateral máxima de diseño es realmente la máxima o incluye un factor de seguridad; y, si lo incluye, cuánto es. El radio resultante de diseñar una curva con la fricción lateral máxima es el radio mínimo, cuyos ambiguos adjetivos adicionales que figuran en algunas normas, tales como *absoluto*, *disponible*, *demandada*, *práctico*, *seguro* y *admisible* serían también aplicables al coeficiente de fricción lateral máxima.

Barnett

- La fricción se opone al deslizamiento cuando **no** alcanza **valores superiores a un cierto** límite que depende del estado de las superficies, y que los ensayos permitieron fijar.
- Un gran número de ensayos indican que la Resistencia al deslizamiento lateral que puede ser desarrollada por un vehículo al recorrer **con seguridad** una curva está representada por un valor $f = 0,16$ para velocidades entre 50 y 100 km/h, y $f = 0,14$ para 120 km/h.

Libros Verdes AASHTO

- El límite superior del **factor** de fricción lateral, f , es el punto en el cual el neumático **podría** comenzar a patinar, conocido como punto de inminente deslizamiento (patinaje, derrape, resbalamiento).
- Dado que las curvas viales se diseñan para evitar el deslizamiento, los valores f usados en diseño deben ser sustancialmente menores que el **coeficiente** de fricción de inminente deslizamiento.
- En general, los estudios muestran que los factores máximos de fricción lateral desarrollados entre **neumáticos nuevos y pavimentos de hormigón húmedos** varían desde alrededor de 0.5 a 30 km/h hasta aproximadamente **0.35 a 100 km/h**; con neumáticos **gastados** y pavimento similar es alrededor de **0.35 a 70 km/h**. En todos los casos, los estudios muestran una disminución de la fricción lateral al aumentar la velocidad.
- Las curvas horizontales **NO** deben diseñarse directamente sobre la base de la fricción lateral máxima **disponible** sino con una **parte de ella**, que pudiera usar, con comodidad y seguridad, la **vasta mayoría** de los conductores.
- Según series de pruebas con el indicador 'ball-bank', los factores de fricción lateral de 0.21, 0.18, 0.15 **evitan la incomodidad** para velocidades < 30, 40/50 y 55/80. Otras pruebas recomiendan < 0.16 hasta 100 km/h, y < 0.10 para > 110 km/h.
- Para diseñar, se 'asume' que los factores de fricción lateral disminuyen (parabólicamente) con la velocidad directriz, desde 0.4 a 15 km/h hasta alrededor de 0.15 a 70 km/h, límite superior para baja velocidad; y que para velocidades mayores la disminución es lineal, Figura 3.6 AASHTO 2011.

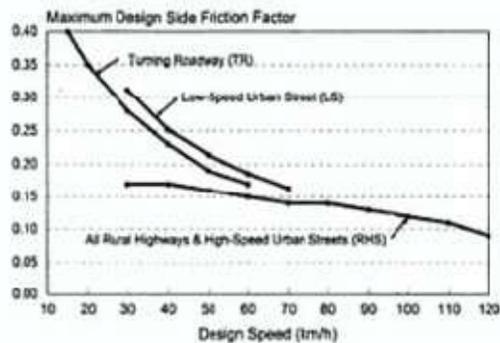
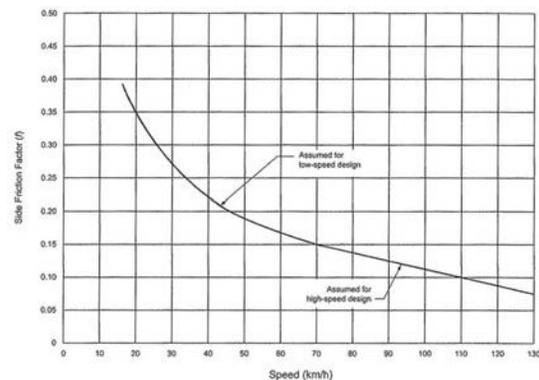


Figure 1. Comparison of the maximum design side friction factors for the three facility types.



DNV 67/80 (1)

- Para un diseño equilibrado de las curvas horizontales deben determinarse los radios para que a la velocidad directriz se utilicen **valores de fricción inferiores a los máximos establecidos como seguros**.
- El coeficiente de fricción lateral adoptado para diseñar es *prácticamente* el mismo que recomienda AASHO 1965, y es el máximo que ofrece un **razonable margen de seguridad** sin proporcionar molestias al conductor medio. La variación de este coeficiente (máximo) con la velocidad directriz es:

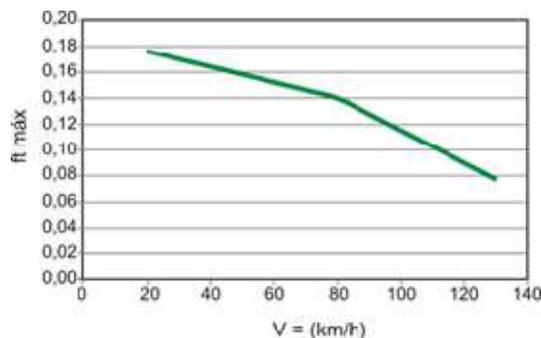
$$f \text{ (máx)} = 0.196 - V/1430,$$

fórmula empírica en la cual V es la velocidad directriz en km/h. Los coeficientes f (máx) redondeados varían entre 0.18 (30 km/h) y 0.10 (140 km/h)

- Si la fricción lateral f es la máxima (0,196 – 0,0007 V), y el peralte e es el límite práctico máximo, el radio resultante es el **radio mínimo absoluto**.

DNV 2010 (2)

- Para diseñar se adoptaron los valores de fricción *transversal* (lateral) representados en la Figura III-6 del **Libro Verde 1994**, en la cual se *‘asume’* que en todos los caminos rurales y urbanos de alta velocidad los factores de fricción lateral disminuyen linealmente con la velocidad directriz de 30 a 120 km/h, con un quiebre en 80 km/h. Para programar, gráficamente se determinaron las dos funciones lineales.



| V km/h | ftmáx |
|-----------|-------|
| 25 | 0,17 |
| 30 | 0,17 |
| 40 | 0,16 |
| 50 | 0,16 |
| 60 | 0,15 |
| 70 | 0,15 |
| 80 | 0,14 |
| 90 | 0,13 |
| 100 | 0,12 |
| 110 | 0,10 |
| 120 | 0,09 |
| 130 | 0,08 |
| 140 | 0,07 |

$$\text{Para } V \leq 80 \frac{\text{km}}{\text{h}} ; \text{ftmáx} = 0,188 - \frac{3V}{5000}$$

$$\text{Para } V > 80 \frac{\text{km}}{\text{h}} ; \text{ftmáx} = 0,24 - \frac{V}{800}$$

- Para la velocidad directriz y peralte máximo dados, el radio mínimo absoluto es el correspondiente a la condición límite de seguridad contra el deslizamiento lateral; es decir, fricción transversal húmeda máxima.

2 DISTRIBUCIÓN DE FRICCIÓN Y PERALTE EN CURVAS DE RADIOS MAYORES QUE LOS MÍNIMOS.

Barnett

- *Debido a la limitación práctica impuesta al aumento del peralte, no es posible compensar totalmente con él la fuerza centrífuga en las curvas cerradas, por lo que es necesario recurrir a la fricción, para que sumada al efecto del peralte impida el deslizamiento lateral del vehículo hacia el exterior. Así, cuando un vehículo circule a la velocidad directriz utilizará baja fricción al recorrer curvas abiertas, y alta en las cerradas.*
- *No será correcto un trazado en el cual se utilice el máximo de fricción en algunas curvas, mientras que en otras, para igual velocidad, no se utilice. Parece más conveniente proyectar de modo que parte del valor de la fricción se emplee en las curvas abiertas, manteniendo su valor por debajo de los máximos adoptados en las curvas cerradas.*

Sobre la base de las consideraciones anteriores, el ingeniero Joseph Barnett aconsejó **contrarrestar con el peralte un valor de aproximadamente 55% de la fuerza centrífuga**, para lo cual aconsejó calcular el peralte en tal forma que contrarreste íntegramente la fuerza centrífuga desarrollada por un vehículo que circule al **75% ($\sqrt{55\%}$) de la velocidad directriz**.

Libro Verde AASHTO

- *Dado que las curvas viales se diseñan para evitar el deslizamiento, los valores f usados deben sustancialmente menores que el coeficiente de fricción de inminente deslizamiento.*
- *Las curvas horizontales no deben diseñarse directamente sobre la base del máximo factor de fricción lateral disponible, sino un factor menor que pueda usar con comodidad y seguridad la vasta mayoría de los conductores.*
- *Donde sea práctico, los factores máximos de fricción lateral usados en el diseño deben ser conservadores en pavimentos secos y proveer un amplio margen de seguridad contra el deslizamiento en pavimentos húmedos o cubiertos con nieve o hielo.*
- *Aunque se advierte alguna variación en los resultados de los test, TODOS están de acuerdo en que el factor de fricción lateral para diseñar debe ser menor para alta velocidad que para baja.*

Para distribuir el peralte e y la fricción f en un rango de curvas correspondiente a una velocidad directriz seleccionada, AASHTO describe cinco métodos para contrarrestar la fuerza centrífuga. Para caminos rurales adopta el método 5, en el cual el peralte y la fricción lateral están en **relación curvilínea con la curvatura**, con valores entre los valores de los métodos 1 y 4.

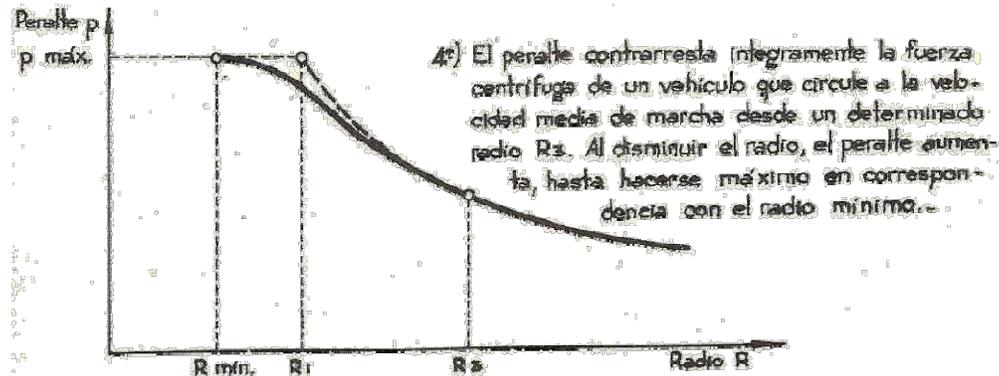
Método 1: El peralte y la fricción lateral son directamente proporcionales a la curvatura $1/R$.

Método 4: El peralte es tal que un vehículo que viaje a la **velocidad media de marcha** tiene toda la fuerza centrífuga contrarrestada en proporción directa por el peralte en las curvas hasta la que requiere el peralte máximo. Para curvas más cerradas el peralte permanece máximo y entonces se usa la fricción en proporción directa al continuo crecimiento de la curvatura $1/R$, hasta que la fricción alcanza su máximo.

DNV 67/80 (1)

Rühle describe cuatro métodos para contrarrestar la fuerza centrífuga. Para caminos rurales adopta el **método 4**,

Para **radios grandes**, el peralte se determina para que contrarreste totalmente la fuerza centrífuga que actúa sobre un vehículo que se desplace a la **velocidad media de marcha** (en este rango de radios 'grandes' el método es similar al Método 4 de AASHTO). A partir de un determinado radio (R_3) y hasta el radio mínimo absoluto (R_{\min}), el peralte aumenta gradualmente para hacerse máximo en correspondencia con el radio mínimo.



El ing. Rühle no indicó cómo se calcula el R_3 , a partir del cual los radios serían *grandes*, por lo que se desconoce además la ley del 'aumento gradual' del peralte entre el de R_3 y el máximo de R_1 . Los valores de peralte en % están tabulados redondeados a la unidad, por lo que resulta una representación gráfica escalonada.

En un trabajo para sus cursos docentes en la EICAM, el ingeniero Moreno (3) halló que en las normas de Rühle, R_3 es tal que la curvatura de R_1 es el promedio de las curvaturas de R_{\min} y R_3 :

$$R_3 = R_1 \cdot R_m / (2R_m - R_1)$$

Donde $R_m = R_{\min}$; para (Velocidad directriz, peralte máximo y fricción máxima)
 $R_1 =$ radio para Velocidad media de marcha, peralte máximo y fricción nula.

Como los valores negativos de R_3 no tienen sentido físico, la expresión de R_3 sólo es válida si $2R_m > R_1$. En estos casos, la variación del peralte en función de la curvatura se determina sobre los siguientes principios:

- Para radios mayores que R_3 , la fuerza centrífuga correspondiente a Velocidad media de marcha se contrarresta únicamente con peralte:
 $e = e_{\max} R_1/R$
- Para radios entre R_3 y R_m se sigue una ley de variación parabólica:
 $e = e_{\max} (R_1/R_3) [R_3/R - R_{\min}/2(R_3 - R_{\min}) (R_3/R - 1)^2]$

Cuando R_3 no toma valores significativos ($2R_m \leq R_1$), en la referencia (3) se recomienda adoptar curvatura de $R_3 = 0$ y considerar una distribución entre e y f similar el Método 5 de AASHTO:

- Para radios mayores que R_1 :
 $e = e_{\max} (R_1/R) \{1 - [(R_1 - R_{\min}) / 2R]\}$
- Para radios entre R_1 y R_m :
 $e = e_{\max} \{1 - [(R_1 / 2R^2) (R - R_{\min})^2 / (R_1 - R_{\min})]\}$

La condición de 'grande' de un radio ($\geq R3$) depende de la velocidad directriz y del peralte máximo práctico; así, por ejemplo, para una velocidad directriz de 100 km/h (VMM = 79 km/h) y peraltes prácticos máximos de diseño según las Tablas N° 3 (6%), N°4 (8%) y N°5 (10%) resultan valores de R3 de 9015, **1468** y 799 m.

De modo que la condición de 'aumento gradual' entre la 'condición deseada' (VMM, $f = 0$) y la condición que 'sólo deben usarse en casos extremos' (Nota 1°) de las Tablas) es la que predomina, hasta el extremo de que la *condición deseada* puede desaparecer.

| VD | VMM | Rmín: VD; ftmáx | | | R1: VMM; ft=0 | | | R3 | | |
|-----|-----|-----------------|-----|-----|---------------|-----|-----|-------|-------|-------|
| | | 6% | 8% | 10% | 6% | 8% | 10% | 6% | 8% | 10% |
| 25 | 24 | 21 | 19 | 18 | 78 | 58 | 47 | -44 | -55 | -73 |
| 30 | 29 | 30 | 28 | 26 | 110 | 82 | 65 | -68 | -87 | -122 |
| 40 | 37 | 55 | 51 | 47 | 180 | 140 | 110 | -139 | -194 | -321 |
| 50 | 46 | 89 | 82 | 75 | 270 | 200 | 160 | -259 | -412 | -1010 |
| 60 | 53 | 130 | 120 | 110 | 370 | 280 | 220 | -466 | -954 | 21000 |
| 70 | 60 | 190 | 170 | 160 | 480 | 360 | 280 | -862 | -3617 | 1600 |
| 80 | 67 | 250 | 230 | 210 | 590 | 440 | 350 | -1807 | 5300 | 1100 |
| 90 | 73 | 330 | 300 | 270 | 700 | 520 | 420 | -6314 | 2100 | 890 |
| 100 | 79 | 420 | 380 | 350 | 810 | 610 | 480 | 9000 | 1500 | 800 |
| 110 | 84 | 530 | 480 | 430 | 920 | 690 | 550 | 3300 | 1200 | 750 |
| 120 | 88 | 660 | 590 | 530 | 1000 | 770 | 610 | 2300 | 1100 | 720 |
| 130 | 92 | 810 | 720 | 650 | 1100 | 840 | 670 | 1800 | 1000 | 690 |
| 140 | 96 | 980 | 870 | 780 | 1200 | 900 | 720 | 1600 | 950 | 680 |

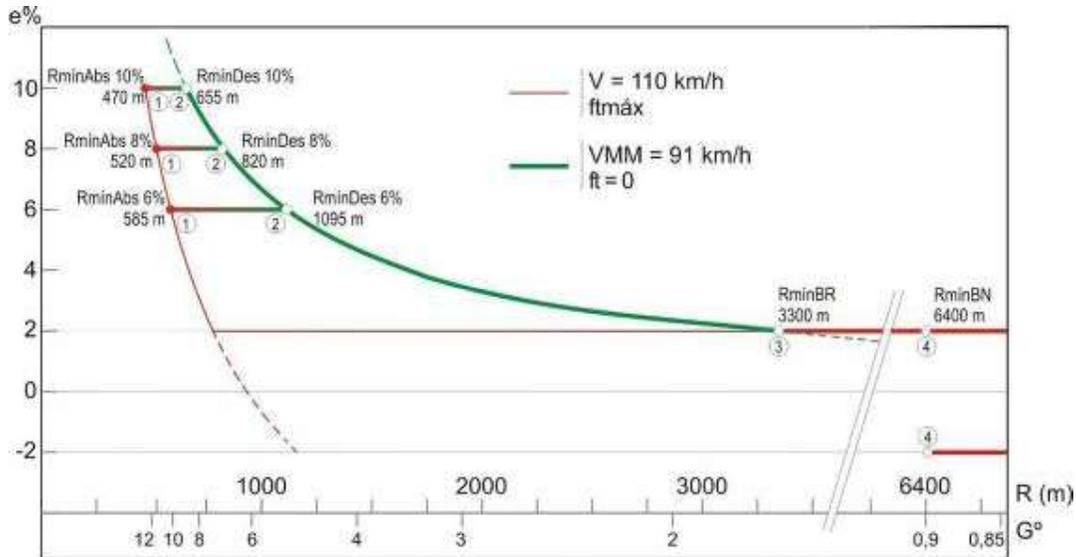
NOTAS: Valores de radios redondeados a no más de dos cifras significativas

DNV 10 (2)

Se adopta el Método 3 de Rühle = Método 4 de AASHTO = Método 4 de Rühle **SIN** transición gradual entre *el cielo* y *el infierno* para VMM según AASHTO 1994.

- El peralte contrarresta íntegramente ($f = 0$) la fuerza centrífuga de un vehículo que circule a la velocidad media de marcha, desde un radio R1 en que el peralte es máximo. Para radios menores se mantiene el peralte máximo. (Texto DNV 67/80).
- El peralte es tal que un vehículo que viaje a la velocidad media de marcha tiene toda la fuerza centrífuga contrarrestada en proporción directa por el peralte en las curvas hasta la que requiere el peralte máximo. Para curvas más cerradas el peralte permanece máximo y entonces se usa la fricción en proporción directa al continuo crecimiento de la curvatura $1/R$, hasta que la fricción alcanza su máximo. (Texto AASHTO)
- El peralte contrarresta íntegramente la fuerza centrífuga de un vehículo que circule en flujo libre a la velocidad media de marcha, VMM, correspondiente a la velocidad directriz, V , desde un radio mínimo deseable en que el peralte es máximo. Para radios menores hasta el radio mínimo absoluto se mantiene el peralte máximo (Texto DNV 10).

Ejemplo: VD = 110 km/h, emáx = 6, 8, 10%



| Entre | Velocidad | e | ft |
|---------------|-----------|-----------------------------|---------------------------|
| 1 y 2 | V a VMM | emáx | Variable entre: ftmáx y 0 |
| 2 y 3 | VMM | Variable entre: emáx y + 2% | 0 |
| 3 y 4 | VMM | BR=+ 2% | 0 |
| más allá de 4 | V | BN=± 2% | ft = 0,035 |

| | |
|---|---|
| 1 | $R_{\text{mínAbs}} = \frac{V^2}{127(ft_{\text{máx}} + e_{\text{máx}})}$ |
| 2 | $R_{\text{mínDes}} = \frac{VMM^2}{127e_{\text{máx}}}$ |
| 3 | $R_{\text{mínBR}} = \frac{VMM^2}{127 \times 0,02}$ |
| 4 | $R_{\text{mínBN}} = \frac{V^2}{127 \times 0,015}$ |

3 RADIO MÍNIMO DESEABLE

DNV 67/80 (1)

- Para una dada velocidad, a partir del radio mínimo absoluto, al crecer los radios, f disminuye. Convencionalmente, un primer criterio para fijar radios deseables sería el de encuadrar en ellos a los que a la velocidad directriz desarrollan una **fricción menor que la mitad de la máxima**, para esa velocidad directriz. Un segundo criterio sería considerar como deseables los radios que durante la noche permitan iluminar suficientemente a objetos colocados en la calzada de la curva del camino, a una distancia igual a la de frenado. Si se adoptara la distancia de frenado correspondiente a la velocidad directriz, los radios mínimos que cumplirían las condiciones anteriores serían excesivamente grandes para velocidades directrices elevadas.
- No obstante, como por lo general **la velocidad de los vehículos es menor durante la noche**, se considera suficiente adoptar la distancia de frenado correspondiente a una velocidad igual al 90% de la directriz.

| VD km/h | Radio mínimo deseable (m)* | | |
|------------|----------------------------|-------------|----------------------|
| | Op. Noche** | R1 (emáx8%) | f < 1/2fmáx (emáx8%) |
| 100 | 250 < 380 | 610 | 400 |
| 110 | 400 < 480 | 690 | 500 |
| 120 | 600 | 770 | 600 |
| 130 | 1200 *** | 840 | 750 |

NOTAS

* Valores de radios redondeados a no más de dos cifras significativas.

** La suposición de velocidades menores que la directriz en **operación nocturna** no fueron confirmadas por la realidad, y los valores de radios mínimo deseables tabulados en el CUADRO N° II-8 resultan contradictoriamente menores que los radios mínimos absolutos correspondiente para emáx = 8% para las velocidades directrices 100 y 110 km/h, como se destaca en la tabla de arriba.

*** Llama la atención la duplicación del radio al pasar de 120 a 130 km/h.

DNV 10 (2)

Se adoptó como radio mínimo deseable al correspondiente a peralte máximo (6, 8 o 10%) y fricción nula, $f_t = 0$, para la velocidad media de marcha, VMM, correspondiente a la velocidad directriz dada, VD, según una relación estadística.

Se privilegia la seguridad y comodidad de la mayoría de los conductores que circulan a velocidad media de marcha (50° percentil) en flujo libre, con valores fuente AASHTO 1994 entre 96 y 69% de la velocidad directriz en el rango de velocidades tabulado. De contarse con datos propios que relacionen la velocidad de operación con la velocidad directriz convendría adoptarla en lugar de la velocidad media de marcha. Sería la velocidad de operación prototípica del 85° percentil de los vehículos en condiciones convenidas de flujo libre: sólo automóviles, intervalo igual o mayor que 5 segundos, calzada húmeda, buenas condiciones climáticas e iluminación, número mínimo especificado de registros.

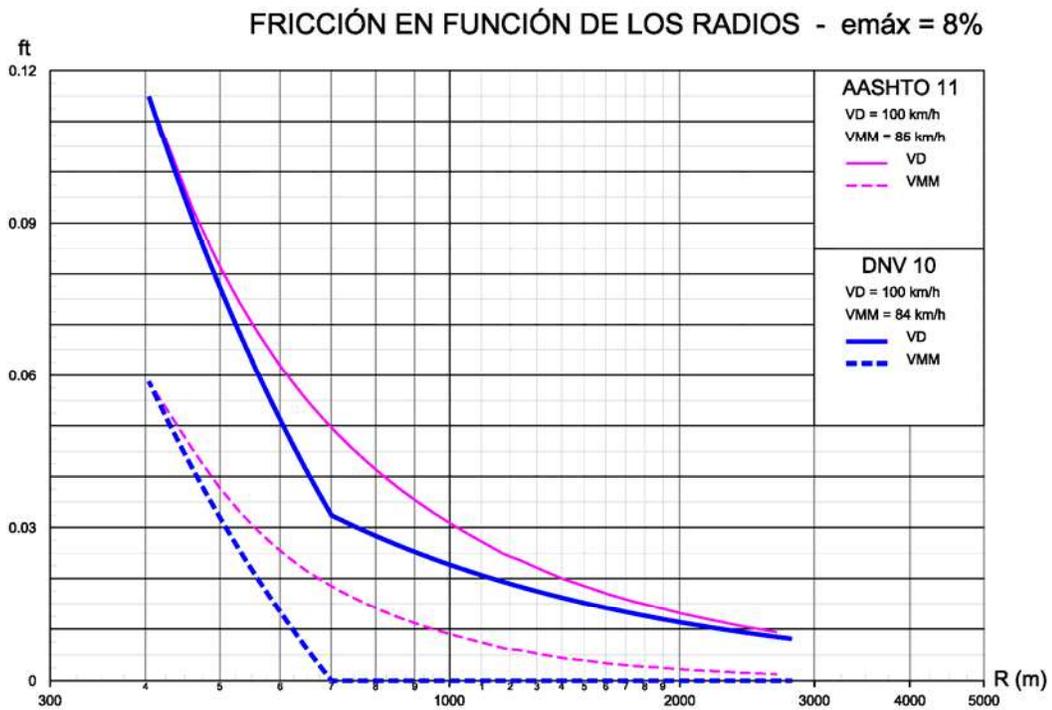
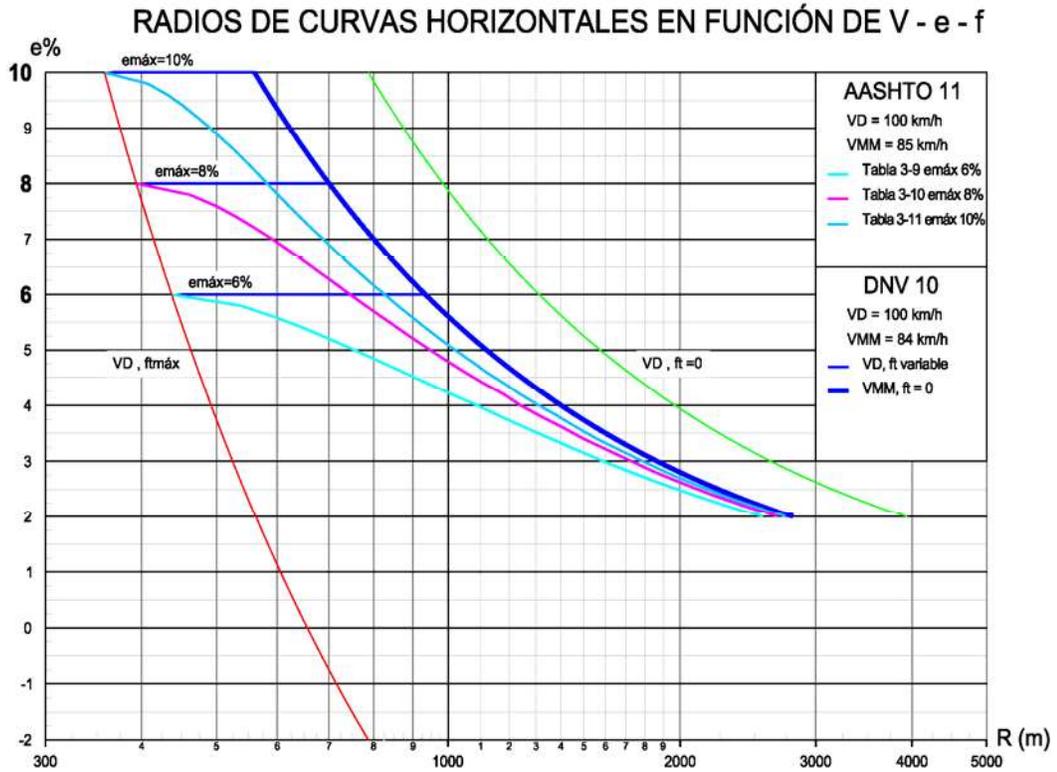
| VD | VMM | Rmín deseable, m | | |
|-----|-----|------------------|------|-----|
| | | 6% | 8% | 10% |
| 25 | 25 | 80 | 60 | 50 |
| 30 | 30 | 120 | 90 | 70 |
| 40 | 40 | 210 | 160 | 120 |
| 50 | 47 | 290 | 220 | 170 |
| 60 | 55 | 390 | 300 | 240 |
| 70 | 63 | 510 | 380 | 310 |
| 80 | 70 | 640 | 480 | 380 |
| 90 | 77 | 780 | 580 | 470 |
| 100 | 84 | 930 | 700 | 560 |
| 110 | 91 | 1100 | 820 | 650 |
| 120 | 98 | 1300 | 950 | 760 |
| 130 | 105 | 1400 | 1100 | 870 |
| 140 | 112 | 1600 | 1200 | 980 |

NOTAS

* Valores redondeados a no más de dos cifras significativas.

4 COMPARACIÓN GRÁFICA AASHTO 2011 – DNV 2010

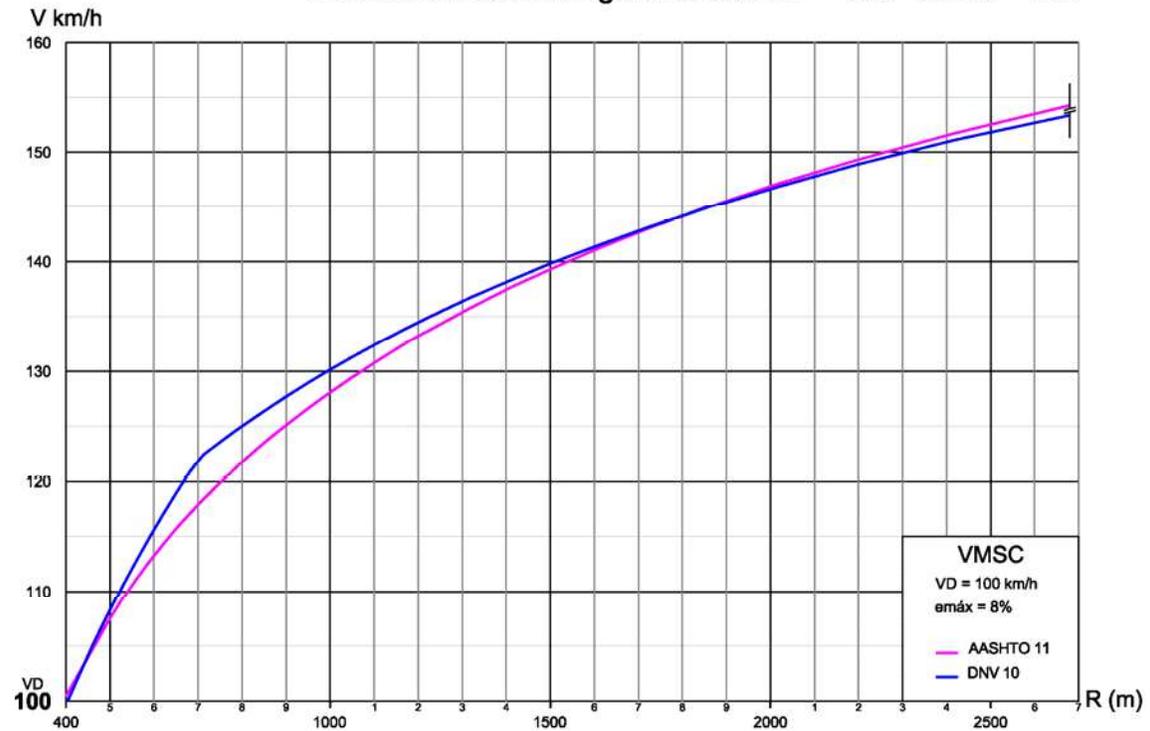
Ejemplo VD 100 km/h, emáx 6, 8, 10%



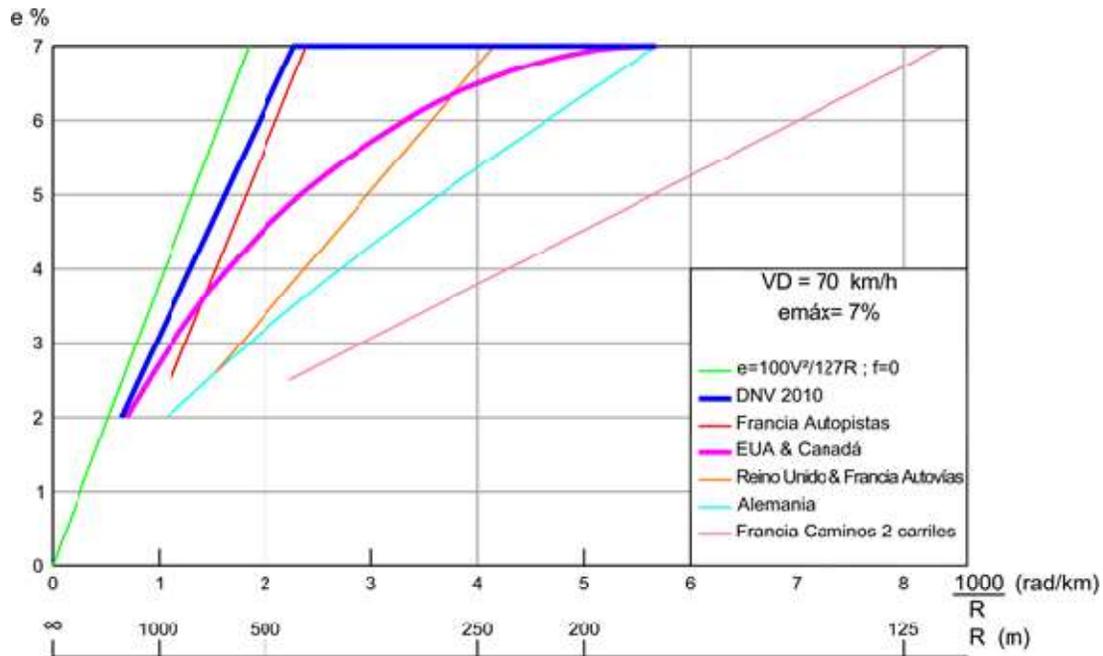
VELOCIDAD MÁXIMA SEGURA CRÍTICA, VMSC, AASHTO 2011 – DNV 2010

Ejemplo

Velocidad Máxima Segura Crítica VD = 100 - emáx = 8%



DISTRIBUCIÓN DEL PERALTE RECOMENDADA EN VARIOS PAÍSES PARA CAMINOS DE ALTA VELOCIDAD



5 AFIRMACIONES DE AASHTO 2011

| | |
|----------|--|
| Método 1 | <p>Linealidad de α, e y f en función de $1/R$ para toda velocidad constante Método meritorio, lógico y simple Su idoneidad depende de mantener la velocidad constante Para curvas intermedias conviene dar peraltes mayores</p> |
| Método 3 | <p>Linealidad de α, e y f en función de $1/R$ para la velocidad directriz, V, hasta el e práctico máximo, mantenido en las curvas de mayor $1/R$, hasta $1/R_{\text{mín}}$. Para velocidades $< V$, puede dar fricción negativa en radios grandes. La fricción aumenta rápidamente desde la curvatura $1/R$ de radio aproximadamente igual al de la mitad del rango de radios, hasta la máxima curvatura correspondiente al $R_{\text{mín}}$. Esta marcada diferencia en la fricción lateral para diferentes curvas es incoherente y puede resultar en conducción errática a la velocidad directriz o a la velocidad media de marcha.</p> |
| Método 4 | <p>Supera la deficiencias del Método 3, pero tiene las mismas desventajas que el Método 3. Linealidad de e en función de $1/R$ y f nula para la velocidad media de marcha, V_m, hasta el e práctico máximo, mantenido en las curvas de mayor $1/R$, hasta $R_{\text{mín}}$, con rápido aumento de la fricción lateral en proporción directa con la curvatura. El peralte máximo se alcanza cerca de la mitad del rango de curvatura $1/R$.</p> |
| Método 5 | <p>En las curvas de radios entre grandes e intermedios es deseable que e se aproxime el obtenido por este Método 4; también es deseable el Método 1 que evita el uso de e máximo para una parte sustancial del rango de radios. En el Método 5 e y f se distribuyen curvilíneamente en función de la curvatura $1/R$ entre las funciones lineales de los métodos 1 y 4, y razonablemente retienen las ventajas de tales métodos 1 y 4. La curva parabólica asimétrica 5 representa una distribución práctica para el peralte en el rango de curvatura (= rango de radios).</p> |
| NdT | <p>Para cada velocidad directriz y peralte práctico máximo se entiende por rango total de radios (o curvaturas) de diseño al comprendido entre el radio mínimo absoluto y el de bombeo removido ($e = 2\%$); y rango deseable de radios (o curvaturas) al comprendido entre el radio mínimo deseable y el de bombeo removido ($e = 2\%$).</p> <p>Según el gráfico de comparación de ejemplo, en el rango deseable de la DNV 2010 para cualquier dada velocidad directriz, a cada R le corresponde un solo peralte, cualquiera que sea el peralte práctico máximo; en cambio en el rango total de AASHTO 2011 a cada R le corresponden tantos peraltes como peraltes prácticos máximo se representen; tres en el gráfico del ejemplo, para velocidad directriz 100 km/h. Lo cual no parece lógico ni equilibrado, ni razonable, ni otras subjetivas adjetivaciones similares de uso frecuente en las fuentes consultadas.</p> |

6 ADOPCIONES DE DNV 2010

En la actualización A10 se adoptó Método 3 DNV 67/80 de distribución del peralte de las curvas horizontales, (= Método 4 DNV 67/80 **SIN** el *aumento gradual* del peralte entre R3 y Rmín = Método Método 4 de AASHTO).

El pretendido *aumento gradual* del peralte de DNV 67'80 y de AASHTO Método 5 significa disminuir el inamovible elemento físico peralte, y aumentar la veleidosa fricción lateral reactiva del contacto pavimento - neumático, cuya humedad intermedia excepcionalmente será uniforme en un tramo vial, como tampoco otras variables inciertas o diversas, tales como material y estado de las superficies en contacto (macro y microtextura, ahuellamiento, exudación, presión de inflado, área de pisada...)

En DNV 67/80 y en todas las Políticas AASHTO sobre Diseño Geométrico se afirma fundamentalmente que, al transitar una curva horizontal, la condición virtuosa es aquella para la cual, a la velocidad elegida por la mayoría de los conductores en flujo libre, la fricción lateral es nula, como en las rectas, lo cual es contradictorio con adoptar, en parte o todo el rango de radios o curvatura, un *aumento gradual* del peralte entre tal condición virtuosa y la situación de colapso inminente -que **sólo debe usarse en casos extremos**, según Rühle.

El Método 4 de AASHTO y A10 mantiene la condición virtuosa de fricción nula a la velocidad media de marcha hasta el peralte práctico máximo, y no la infecta con dosis graduales de una condición crítica, incómoda e insegura como es la fricción lateral máxima.

AASHTO critica que en los gráficos de sus Métodos 3 y 4 **la fricción aumenta rápidamente en la mitad del rango de curvatura 1/R hasta el máximo correspondiente al Rmín, y que esta marcada diferencia en la fricción lateral para diferentes curvas es incoherente y que puede resultar en conducción errática a la velocidad directriz o a la velocidad media de marcha.**

Los gráficos de fricción comparativos muestran la subjetividad de la afirmación de un aumento rápido de la fricción lateral al comparar AASHTO 2011 y DNV 2010, que **de existir no tiene porqué resultar en una conducción errática.** En efecto, **el aumento gradual del peralte (= disminución gradual de la fricción) en un gráfico e-1/R no tiene NINGÚN sentido práctico ni afecta la SEGURIDAD VIAL** porque las curvas inmediatas en el gráfico excepcionalmente serán inmediatas en el camino; pueden estar separadas varios km, con varias curvas intermedias, y porque desde el punto de vista de la Seguridad Sustantiva lo que importa es la **gradualidad de cambios de radios o de la fricción lateral demandada entre curvas sucesivas en el camino**, según los tres criterios de seguridad de Lamm, o las relaciones halladas entre los saltos en el gráfico de curvaturas -en función de las progresivas de un camino- con los saltos en la velocidad de operación ΔV_{85} , violación de expectativas y accidentes viales, lo cual es la esencia conceptual del módulo Coherencia de Diseño del exitoso programa IHSDM, cuyo antecedente empírico se remonta a la recomendación de no superar la relación 1:1.5 entre los radios de dos curvas sucesivas por razones de seguridad.

En AASHTO 2011 y en la Referencia (3) se aconseja o pondera **evitar el uso del peralte máximo** en una parte sustancial del rango de radios de curva o de curvatura 1/R, de lo que resultarían **diseños más equilibrados.**

Por el contrario, en la A10 se considera muy conveniente usar la oposición del peralte práctico máximo desde el punto en que se lo alcanza, hasta el radio mínimo.

Si entre R_3 y R_m se reduce el peralte con una infundada y compleja gradualidad, aumenta la fricción demandada para mantener el equilibrio dinámico a igualdad de velocidad, y **disminuye la reserva de fricción para los vehículos que circulen por encima de la velocidad directriz, que desconoce el conductor, quien adopta la velocidad según su personal conveniencia, y la reduce a medida que percibe riesgos a la seguridad de su movimiento** (3). Si el proyecto se desarrolla en zona de frecuentes heladas y nevadas la solución es bajar uno o dos puntos el peralte máximo práctico, pero no usar esta precaución donde no fuere necesaria.

7 CONCLUSIONES

8 REFERENCIAS Anexo 5

(1) **Normas de Diseño Geométrico de Caminos Rurales**. Dirección Nacional de Vialidad, 1967/80

https://docs.google.com/file/d/0BxLPNTrCi_7uNGFWakxGVFBCNHc/edit?pli=1

(2) **Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial**. Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña – Dirección Nacional de Vialidad. Actualización 2010.

<http://ingenieriadeseuridadvial.blogspot.com.ar/>

(3) Tema **Distintos Criterios para la Determinación del Peralte**. Ingeniero Civil Eduardo Rosendo Moreno, Docente del Curso Anual de la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña, EICAM. Universidad Nacional de San Juan. pg. 121-143

Resumen y Actualización, Ingenieros Sierra y Fissore. Blog FOS

http://ingenieriadeseuridadvial.blogspot.com.ar/2013/02/velocidad_28.html